



T/CECS G XXXX:

2019

中国工程建设协会标准

Standard of China Association for Engineering Construction

Standardization (CECS)

公路超高性能混凝土(UHPC)桥梁

技术规程

(征求意见稿)

Technical Standards for Highway Ultra-high Performance

Concrete (UHPC) Bridge

中国工程建设标准化协会公路分会 发布

Issued by China Committee of Highway Engineering

Standardization (CECS G)

中国工程建设协会标准
Standard of China Association for Engineering Construction
Standardization (CECS)

公路超高性能混凝土(UHPC)桥梁
技术规程

Technical Standards for Highway Ultra-high Performance
Concrete (UHPC) Bridge

T/CECS G XXXX: 2019

主编单位：中交第二公路勘察设计研究院有限公司

发布机构：中国工程建设标准化协会公路分会

施行日期：2019 年 XX 月 XX 日

人民交通出版社股份有限公司

2019 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会公路分会“中建标公路[2017]071 号”文《关于开展 2017 年第二批中国工程建设标准化协会标准（CECS G）制修订项目编制工作的通知》的要求，中交第二公路勘察设计院有限公司承担《公路超高性能混凝土(UHPC)桥梁技术规程》的制定工作。

编写组在总结公路超高性能混凝土(UHPC)桥梁设计及施工技术和相关科研成果的基础上，以完善和提升公路超高性能混凝土(UHPC)桥梁设计及施工技术为核心，完成了本规程的编写工作。

本规程分为 11 章，主要内容包括总则、术语与符号、材料、基本规定、持久状况承载能力极限状态计算、持久状况正常使用极限状态计算、持久状况和短暂状况构件的应力计算、构件计算的规定、构造规定、施工技术、检验评定。

本标准第 1、2 章由彭元诚起草，第 3、4、5 章由朱玉，刘坚起草，第 6 章由周良、李雪峰、朱玉起草，第 7 章由宗昕、易禧起草，第 8 章由陈楚龙、刘新华起草，第 9 章由舒江、刘琪、于长久、李志刚起草，第 10 章由王天亮、舒江、刘琪起草，第 11 章由于长久、李志刚起草。附录、本规程用词说明、引用标准名录、条文说明由已有成果起草。

本标准是基于通用的工程建设理论及原则编制，仅适用于通用情况，对于某些特定专项应用条件，若其适用性及有效性未经资深专业人员验证，则不宜采用或参照本标准中相关条文。因标准内容会随版本更新作修订，其他单位、团体及个人须审慎参照或引用本标准相关条文。标准使用过程中产生的一切后果，其责任概由标准使用方承担，中国工程建设标准化协会公路分会不负任何法律责任。

请各有关单位在使用过程中，将发现的问题和意见，函告本标准日常管理部门，联系人：陈楚龙（地址：湖北省武汉市经济技术开发区创业路 18 号，邮编 430056；传真：027-84214330，电子邮箱：372647108@qq.com），以便修订时参考。

主 编 单 位：中交第二公路勘察设计院有限公司

参 编 单 位：上海市城市建设设计研究总院（集团）有限公司

广州大学

中铁大桥科学研究院有限公司

主 编：彭元诚

主要参编人员：朱 玉 周 良 刘 坚 王天亮 宗 昕 易 蓓 李雪峰
陈楚龙 刘新华 于长久 舒 江 刘 琪 李志刚

主 审：张子华 廖朝华

参与审查人员：赵尚传 王景全 方 志 马润平 沈永林 梁立农 付克俭
杨耀铨 向 彤 吴劲兵

参 加 人 员：

征求意见稿

目 录

1 总则.....	- 1 -
2 术语与符号.....	- 2 -
2.1 术语.....	- 2 -
2.2 符号.....	- 3 -
3 材 料.....	- 5 -
3.1 超高性能混凝土材料.....	- 5 -
3.2 接缝材料.....	- 11 -
3.3 其他材料.....	- 13 -
4 结构设计基本规定.....	- 14 -
4.1 一般规定.....	- 14 -
4.2 板的计算.....	- 14 -
4.3 梁的计算.....	- 15 -
4.4 拱的计算.....	- 16 -
4.5 耐久性设计要求.....	- 16 -
5 持久状况承载能力极限状态计算.....	- 18 -
5.1 一般规定.....	- 18 -
5.2 受弯构件.....	- 20 -
5.3 受压构件.....	- 25 -
5.4 受拉构件.....	- 26 -
5.5 受扭构件.....	- 26 -
5.6 受冲切构件.....	- 26 -
5.7 局部承压构件.....	- 26 -
6 持久状况正常使用极限状态设计计算.....	28
6.1 一般规定.....	28
6.2 钢筋预应力损失.....	30
6.3 抗裂验算.....	30

6.4	裂缝宽度验算.....	30
6.5	挠度验算.....	32
7	持久状况和短暂状况构件应力计算.....	33
7.1	持久状况构件应力计算.....	33
7.2	短暂状况构件应力计算.....	35
8	构件计算的规定.....	37
8.1	桥面板.....	37
8.2	体外束 UHPC 转向装置.....	37
8.3	接缝.....	41
8.4	其它构件.....	41
10	施工.....	42
10.1	一般规定.....	49
10.2	UHPC 工程.....	49
10.3	UHPC 原材料准备及储存.....	52
10.4	模板、支架施工.....	52
10.5	UHPC 梁式桥.....	55
10.6	其它注意事项.....	54
11	检验评定.....	55
11.1	一般规定.....	55
11.2	桥梁总体.....	55
11.3	模板、支架.....	56
11.4	钢筋.....	57
11.5	预应力.....	58
11.6	UHPC 材料.....	59
11.7	预制 UHPC 箱梁.....	61
附录 A	UHPC R120 钢纤维性能检验方法.....	64

1 总则

1.0.1 为规范公路超高性能混凝土（UHPC）桥梁的设计和施工，按照安全可靠、耐久适用、技术先进、经济合理的原则，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于各等级公路新建的采用超高性能混凝土（UHPC）的桥梁结构设计及施工。

条文说明

本规程适用于公路桥涵工程中使用超高性能混凝土（UHPC）的新建的钢筋混凝土及预应力混凝土结构构件的设计。是对中华人民共和国行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362-2018）适用于超高性能混凝土类型的补充。

1.0.3 本规程采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，按分项系数的表达式进行设计。

1.0.4 本规程主要符号和术语参照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）、和《公路桥涵施工技术规范》（JTG/T F50）。公路超高性能混凝土（UHPC）桥梁的设计、施工及检验与验收除应符合本规程外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定。

2 术语与符号

2.1 术语

2.1.1 超高性能混凝土 ultra-high performance concrete (UHPC) reinforced concrete

以水泥和矿物掺合料等活性粉末材料、细骨料、外加剂、高强度微细钢纤维、水等原料生产的超高强增韧混凝土。

2.1.2 钢纤维 steel fiber

用钢质材料加工制成的短纤维。

2.1.3 钢纤维体积率 steel fiber volume fraction

在超高性能混凝土中，钢纤维所占的体积百分比。

2.1.4 钢纤维取向系数 fiber orientation coefficient

超高性能混凝土中钢纤维实际沿某一特定方向分布的取值系数，即实际钢纤维分布与假定空间随机分布的力学特征值之比。

2.1.5 干燥收缩 dry shrinkage

混凝土硬化后由毛细孔水损失引起的体积收缩。

2.1.6 自收缩 autogenous shrinkage

混凝土材料在保水状态下水化反应所产生的化学收缩。

2.1.7 高温蒸汽养护 steam treating

浇筑的超高性能混凝土在高温、蒸汽环境中持续养护一段时间后达到强度等级，这一养护过程称为高温蒸汽养护。

2.1.8 应变硬化 strain hardening

超高性能混凝土轴拉应力-应变曲线中，峰值应力不低于其初裂应力，这一现象

象称为应变硬化。

2.1.9 含有均匀分布的超细颗粒致密体系 densified systems containing homogeneously arranged ultrafine particles (DSP)

应用颗粒学原理，按照紧密堆积理论模型，并通过合理的颗粒堆积使材料达到最紧密堆积状态，颗粒之间再通过化学反应结合而得到均匀密实的高密实材料。

2.1.10 剪力键 shear key

超高性能混凝土预制节段拼接缝两侧表面，用于抵抗剪力、凹凸密接匹配的多重键块（槽）。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

UC120——表示立方体抗压强度标准值为 120MPa 的超高性能混凝土混凝土强度等级；

f_{ck} 、 f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_{td} ——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

f_{vk} 、 f_{vd} ——混凝土、砌体直接抗剪强度标准值、设计值；

f_{sk} 、 f_{sd} ——普通钢筋抗拉强度标准值、设计值；

f_{pk} 、 f_{pd} ——预应力钢筋抗拉强度标准值、设计值；

f_{sd} 、 f_{pd} ——普通钢筋、预应力钢筋抗压强度设计值；

E_c ——混凝土受压弹性模量；

G_c ——混凝土剪变模量；

E_s ——普通钢筋的弹性模量；

E_p ——预应力钢筋的弹性模量。

2.2.2 作用效应

N_d ——计入作用分项系数后的轴向力设计值；

M_d ——计入作用分项系数后的弯矩设计值；

V_d ——计入作用分项系数后的剪力设计值。

2.2.3 几何参数

A ——截面面积；

A_l ——局部承压面积；

A_b ——局部承压计算底面积；

W ——截面弹性抵抗矩；

S ——截面面积矩；

e ——轴向力的偏心距；

s ——截面重心至偏心方向截面边缘的距离；

i ——弯曲平面内截面的回转半径；

r ——圆形截面半径； h ——矩形截面高度； b ——矩形截面宽度；

l ——构件支点间长度或跨径；

l_0 ——构件计算长度；

l_n ——净跨径。

2.2.4 计算系数

γ_0 ——结构重要性系数。

3 材 料

3.1 超高性能混凝土材料

3.1.1 超高性能混凝土原材料和制备方法应符合《活性粉末混凝土》GB/T 31387 的相应要求。

条文说明

活性粉末混凝土是超高性能混凝土的一种，我国的相应标准为《活性粉末混凝土》GB/T 31387，为保持规范的协调性，规定超高性能混凝土材料符合《活性粉末混凝土》的相应要求。

3.1.2 立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 是超高性能混凝土各项力学性能指标的基本代表值。超高性能混凝土的强度等级应按边长为 100mm 的立方体抗压强度标准值确定。立方体抗压强度的测定应符合《活性粉末混凝土》GB/T 31387 的规定。

条文说明

国内外研究结果表明，超高性能混凝土立方体抗压强度的尺寸效应不明显。因此，本规程沿用《活性粉末混凝土》GB/T 31387 第 9 条规定，立方体抗压强度标准值的测定采用边长 100mm 的立方体试件作为标准试件。活性粉末混凝土强度等级的保证率取为 95%。

3.1.3 超高性能混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 应按表 3.1.3 采用。

表 3.1.3 超高性能混凝土轴心抗压强度标准值（MPa）

强度标准值	强度等级				
	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
f_{ck}	70	84	98	112	126

条文说明

参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362、《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017 中混凝土轴心抗压强度的计算方法，超高性能混凝土轴心抗压强度 f_{ck} 按下式计算确定：

$$f_{ck} = 0.88\alpha_1\alpha_2f_{cu,k}$$

其中，系数 0.88 为考虑实际工程构件与立方体试件超高性能混凝土强度之间差异的折减系数； α_1 为脆性折减系数，超高性能混凝土掺入了 2% 左右的钢纤维，其脆性明显低于普通混凝土，故取为 1.0； α_2 为棱柱体与立方体试件强度的比值，已有研究表明，其取值范围为 0.78~0.82，本规程近似取中值 0.80。

可得超高性能混凝土轴心抗压强度计算公式：

$$f_{ck} = 0.7f_{cu,k}$$

3.1.4 超高性能混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} 应按表 3.1.4 采用。

表 3.1.4 超高性能混凝土轴心抗压强度设计值（MPa）

强度设计值	强度等级				
	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
f_{cd}	48	59	68	77	87

条文说明

超高性能混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} ，由混凝土轴心抗压强度标准值除以混凝土材料分项系数 $\gamma_{fc}=1.45$ 获得。混凝土材料分项系数的取值，接近于按二级安全等级结构分析的脆性破坏构件目标可靠指标的要求。

3.1.5 超高性能混凝土轴心抗拉开裂强度标准值 $f_{t0,k}$ 宜由试验确定，当无试验数据时，可按表 3.1.5 采用。

表 3.1.5 超高性能混凝土轴心抗拉开裂强度标准值（MPa）

开裂强度 标准值	强度等级				
	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
$f_{t0,k}$	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5

条文说明

参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362、《纤维混凝土结构技术规程》CECS38 及《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017，以超高性能混凝土轴心抗拉时基体的抗拉强度为其抗拉开裂强度，峰值强度为其轴心抗拉强度。由于实际工程中所采用钢纤维、混凝土原材料品种和养护方法较多，难以标准化，且抗拉强度测试时的离散性较大，故规定超高性能混凝土轴心抗拉开裂强度宜根据工程所采用的材料由试验确定，当无试验数据时，给出了近似建议值。

已有研究结果表明超高性能混凝土试件轴心抗拉开裂强度与边长 100mm 立方体试件抗压强度平均值之间的统计关系可取为：

$$\mu_{t0} = 0.053\mu_{f100}$$

μ_{t0} 为实测超高性能混凝土轴心抗拉开裂强度的平均值， μ_{f100} 为实测超高性能混凝土抗压强度的平均值。

目前尚无工程实际结构中超高性能混凝土实体轴拉强度与试件轴拉强度之间差异的测试数据，仍近似沿用抗压强度的相应系数值 0.88，则构件混凝土轴心抗拉开裂强度标准值（保

证率为 95%) 为：

$$f_{t0,k} = 0.88 \times 0.053 \mu_{f100} (1 - 1.645 \delta_{ft0})$$

δ_{ft0} 为轴心抗拉开裂强度的变异系数，这里近似取为与立方体抗压强度的相同，则

$$f_{t0,k} = 0.88 \times 0.053 \left(\frac{f_{cu,k}}{1 - 1.645 \delta_{fc}} \right) (1 - 1.645 \delta_{fc}) = 0.047 f_{cu,k}$$

3.1.6 超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 宜由试验确定，当无试验数据时，可按式（3.1.6）计算。

$$f_{tk} = f_{t0,k} (1 + \alpha_f \lambda_f) \tag{3.1.6-1}$$

$$\lambda_f = \rho_f l_f / d_f \tag{3.1.6-2}$$

式中： f_{tk} ——超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值；

$f_{t0,k}$ ——超高性能混凝土轴心抗拉开裂强度标准值；

α_f ——钢纤维对抗拉强度的影响系数，可取 0.15；

λ_f ——钢纤维含量特征参数；

ρ_f ——钢纤维体积率；

l_f ——钢纤维长度；

d_f ——钢纤维直径。

按式（3.1.6）计算的典型参数下超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值见表 3.1.6。

表 3.1.6-1 典型参数下超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值（MPa，钢纤维长径比 60）

强度等级 ρ_f (%)	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
1.5	5.1	6.2	7.4	8.5	9.6
2.0	5.3	6.5	7.7	8.9	10.0
3.0	5.7	7.0	8.3	9.5	10.8
4.0	6.1	7.5	8.8	10.2	11.6

表 3.1.6-2 典型参数下超高性能混凝土轴心抗拉强度标准值（MPa，钢纤维长径比 100）

强度等级 ρ_f (%)	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
1.5	5.5	6.7	8.0	9.2	10.4

2.0	5.9	7.2	8.5	9.8	11.1
3.0	6.5	8.0	9.4	10.9	12.3
4.0	7.2	8.8	10.4	12.0	13.6

条文说明

参照《纤维混凝土结构技术规程》CECS38 及《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017, 以超高性能混凝土轴心抗拉时基体的抗拉强度为其抗拉开裂强度, 峰值强度为其轴心抗拉强度。由于实际工程中所采用钢纤维、混凝土原材料品种和养护方法较多, 难以标准化, 故规定超高性能混凝土轴心抗拉强度宜由试验确定, 当无试验数据时, 给出了近似计算公式。根据《纤维混凝土结构技术规程》的规定, 建议钢纤维对抗拉强度的影响系数 α_f 取 0.15。

3.1.7 超高性能混凝土轴心抗拉开裂强度设计值 f_{t0} 可按表 3.1.7 采用。

表 3.1.7 超高性能混凝土轴心抗拉开裂强度设计值 (MPa)

开裂强度 设计值	强度等级				
	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
f_{t0}	3.1	3.8	4.5	5.2	5.9

条文说明

超高性能混凝土轴心抗拉强度设计值 f_{t0} , 由轴心抗拉强度标准值除以混凝土材料分项系数 $\gamma_c=1.45$ 计算。

3.1.8 典型参数下超高性能混凝土轴心抗拉强度设计值 f_{td} 见表 3.1.8。

表 3.1.8-1 典型参数下超高性能混凝土轴心抗拉强度设计值 (MPa, 钢纤维长径比 60)

强度等级 ρ_f (%)	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
1.5	3.5	4.3	5.1	5.9	6.7
2.0	3.7	4.5	5.3	6.1	7.0
3.0	3.9	4.8	5.7	6.6	7.5
4.0	4.2	5.2	6.1	7.1	8.0

表 3.1.8-2 典型参数下超高性能混凝土轴心抗拉强度设计值 (MPa, 钢纤维长径比 100)

强度等级 ρ_f (%)	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
1.5	3.8	4.7	5.5	6.4	7.2

2.0	4.0	4.9	5.9	6.8	7.7
3.0	4.5	5.5	6.5	7.5	8.6
4.0	5.0	6.1	7.2	8.3	9.4

条文说明

根据公式 (3.1.6) 给出了钢纤维体积率 ρ_f 、钢纤维长径比等典型参数的超高性能混凝土轴心抗拉强度设计值，方便使用。

3.1.9 超高性能混凝土弹性模量 E_c 宜根据现行国家标准《活性粉末混凝土》(GB/T 31387) 的相应规定进行测试，在没有测试结果的情况下可按表 3.1.9 采用。剪切变形模量 G_c 可取相应弹性模量值的 0.4 倍。泊松比按 0.2 采用。

表 3.1.9 超高性能混凝土弹性模量 (GPa)

弹性模量	强度等级				
	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
E_c	40.0	42.9	45.2	47.1	48.6

条文说明

已有研究表明，超高性能混凝土的弹性模量受钢纤维掺量影响很小，故可不考虑钢纤维掺量对弹性模量的影响，超高性能混凝土受压和受拉的弹性模量 E_c 的值仅根据强度等级 $f_{cu,k}$ 计算。对《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 建议的普通混凝土弹性模量计算公式对比分析表明，其计算弹性模量值不随混凝土强度等级变化（稳定在 41GPa）与实际差异较大，参考《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017，超高性能混凝土受压和受拉的弹性模量 E_c 的值根据强度等级 $f_{cu,k}$ 按下式计算。

$$E_c = \frac{10^5}{1.5 + \frac{100}{f_{cu,k}}}$$

国内外研究表明，超高性能混凝土的泊松比不随轴心抗压强度变化，取与普通混凝土泊松比的值相同；根据弹性材料力学，剪切模量约为相应弹性模量的 0.42 倍，参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 近似取为 0.4。

3.1.10 承载能力极限状态超高性能混凝土设计受压应力-应变关系按公式 (3.1.9) 确定。

$$\sigma_c = f_{cd} \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad (\varepsilon < \varepsilon_0) \quad (3.1.10-1)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad (\varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u) \quad (3.1.10-2)$$

$$\varepsilon_0 = f_{cd} / E_c \quad (3.1.10-3)$$

$$\varepsilon_u = (4500 - 3f_{cu,k}) \times 10^{-6} \quad (3.1.10-4)$$

其中, ε_0 ——对应设计强度 f_{cd} 的超高性能混凝土峰值压应变;

ε_u ——对应强度等级 $f_{cu,k}$ 的超高性能混凝土极限压应变。

条文说明

超高性能混凝土的受压应力-应变关系与普通混凝土和高强混凝土有所不同,其上升段基本接近线弹性。虽然活性粉末混凝土中含有钢纤维,增韧效果明显,其峰值应变和极限应变均明显大于普通混凝土,但随超高性能混凝土强度等的提高,其峰值应力对应的应变逐渐增大、峰值应变与极限应变(一般指应力下降至峰值应力 85% 时的应变)间的差值逐渐减小这一规律与普通混凝土相同(法国规范 NFP18-710-2016 规定的超高性能混凝土极限应变约是峰值应变的 1.5 倍,与此规律不同,暂不考虑)。结合超高性能混凝土的受压应力-应变关系上升段基本接近线弹性对《混凝土结构设计规范》GB50010、《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017、《National addition to Eurocode 2 — Design of concrete structures: specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC)》NF P18-710-2016 的表达式适当简化得到本条公式。

超高性能混凝土的峰值应变特别是极限应变大小与钢纤维的体积掺量密切相关,随钢纤维体积掺量的增加,韧性增强、极限压应变增大。国内外研究结果表明活性粉末混凝土的峰值应变为 3364~4110 微应变(普通混凝土约 2000,高强混凝土约 3000 微应变),极限压应变约为峰值应变的 1.1~1.4 倍,为 4143~5270 微应变。为简便,本构关系中不再包含钢纤维掺量这一参数,而取钢纤维掺量 2% 时的应变作为代表值。根据强度等级不同,偏安全地取活性粉末混凝土的极限压应变为 3960~4200。

3.3.11 承载能力极限状态超高性能混凝土设计承载能力极限状态和正常使用极限状态设计轴拉应力 -应变关系按公式 (3.3.10) 确定。

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad (\varepsilon_t < \varepsilon_{t0}) \quad (3.3.11-1)$$

$$\sigma_t = f_{td} \quad (\varepsilon_{t0} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu}) \quad (3.3.11-2)$$

$$\varepsilon_{t0} = f_{td}/E_c \quad (3.3.11-3)$$

其中, ε_{t0} ——对应设计强度 f_{td} 的超高性能混凝土峰值拉应变;

ε_{tu} ——对应强度等级 $f_{cu,k}$ 的超高性能混凝土极限拉应变, 宜根据试验确定, 当无试验数据时, 可取 0.001。

条文说明

国内外研究结果表明拉应力从 0 至峰值应力, 超高性能混凝土应力-应变关系接近线性, 峰值应力后视钢纤维掺量的不同, 表现为高掺量时的应变强化和低掺量时的应变软化。本规程规定钢纤维的掺量不小于 1.5%、不高于 4%, 偏安全地取钢纤维掺量为 2% 时的极限拉应变作为代表值, 对于钢纤维掺量大于 2% 的混凝土, 亦偏安全地取钢纤维掺量 2% 时的结果, 且峰值应力后不考虑轴心受拉时的应变强化。因此单轴受拉本构关系中不包含钢纤维掺量这一参数且峰值应力后取水平直线而使应用趋于简便。极限轴拉应变的大小与钢纤维的种类和掺量密切相关。国内外研究结果表明极限轴拉应变在 400~2000 微应变之间; 钢纤维掺量 2% 时, 在 1000~2000 微应变之间, 变化范围较大。参考《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017, 本规程规定其值按超高性能混凝土的试验结果确定, 无试验数据时, 偏安全取钢纤维掺量为 2% 时的极限拉应变作为代表值。

3.1.12 配筋超高性能混凝土的容重取 27kN/m³, 温度线膨胀系数取 $1.1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ 。

条文说明

普通配筋混凝土结构容重一般为 26kN/m³, 超高性能混凝土一般掺入 2% 左右的钢纤维, 因此计算容重可取 27 kN/m³。

各国超高性能混凝土指南(规范)规定温度线膨胀系数值介于 1.0~1.35 $\times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ 间。一般认为, 超高性能混凝土材料温度线膨胀系数大的水泥基材料含量高, 线膨胀系数小的粗骨料含量低或不含, 故其线膨胀系数应高于普通混凝土的 $1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, 低于钢材的 $1.2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, 结合国内相关试验研究, 线膨胀系数取为 $1.1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ 。

3.2 接缝材料

3.2.1 节段预制拼装超高性能混凝土桥梁的节段间接缝应采用胶接, 其胶接接缝

材料应满足下列要求。

- 1 预制混凝土构件结构胶在构件间应能传递压应力与剪切应力，在某些特定条件下应具备传递拉应力的能力；
- 2 结构胶强度发展应满足节段连接拼装要求，并应具备定位调整时所需的缓冲与润滑特性；
- 3 结构胶应具有防水、防气、防化学腐蚀特性。

条文说明

为确保拼装后桥梁具有良好的整体性，应在桥梁预制节段拼装过程中在节段之间涂抹结构胶，使相邻的两个节段粘合成一体，同时在两个节段间起密封作用。

3.2.2 结构胶物理性能应满足下列要求。

- 1 在各型号结构胶适用温度范围的高限温度条件下，凝胶时间宜 $\geq 20\text{min}$ ，可粘接时间宜 $\geq 60\text{min}$ 。
- 2 当结构胶涂抹于垂直的混凝土结合面时，须保持静止不流动状态，即厚度最薄为 3mm 时应无流挂现象。
- 3 结构胶在适用温度范围内的高限温度条件下，吸水率应 $\leq 0.5\%$ ，水中溶解率应 $\leq 0.1\%$ 。

3.2.3 结构胶力学性能应满足下列要求。

- 1 结构胶压缩弹性模量应 $\geq 8000\text{MPa}$ 。
- 2 结构胶适用温度范围内的低限温度条件下，24 小时抗压强度应 $\geq 60\text{MPa}$ 、7 天抗压强度应 $\geq 75\text{MPa}$ 。
- 3 结构胶适用温度范围内的低限温度条件下，24 小时湿度为 100% 时，断裂破坏应全部发生在混凝土内部，不得有发生在结构胶内部的破坏出现，抗拉强度应 $\geq 12\text{MPa}$ 。

- 4 结构胶适用温度范围内的低限温度条件下，7 天抗剪强度应 $\geq 12\text{MPa}$ 。

条文说明

参照中国交通建设股份有限公司企业标准《短线匹配法节段预制拼装预应力

混凝土箱梁设计施工技术规范》Q/CCCC GL202—2016 制订。

3.3 其他材料

3.3.1 普通混凝土应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）中对混凝土材料的规定。

3.3.2 普通钢筋和预应力钢筋应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）中对钢筋材料的规定。

条文说明

超高性能混凝土桥梁中采用的普通混凝土、普通钢筋和预应力钢筋应《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关规定。

征求意见稿

4 结构设计基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 超高性能混凝土桥梁应进行以下两类极限状态设计：

1 承载能力极限状态：对应于结构及其构件达到最大承载能力或出现不适于继续承载的变形或变位的状态。

2 正常使用极限状态：对应于结构及其构件达到正常使用的某项限值的状态。

4.1.2 超高性能混凝土梁宜按全预应力混凝土构件设计。

条文说明

超高性能混凝土的抗压强度高，采用全预应力混凝土构件可充分利用其抗压强度；大跨超高性能混凝土结构常采用预制节段拼装施工以减少后期的收缩徐变，采用全预应力混凝土构件可有效降低节段间开裂的风险。

4.1.3 作用效应计算宜采用弹性理论，并应满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 4.1.7 条的要求。

条文说明

作用效应与混凝土材料相关性不强，可采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关要求。

4.2 板的计算

板的计算可采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 4.2 节规定的方法。

条文说明

板的计算与混凝土材料相关性不强，可采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关方法。

4.3 梁的计算

4.3.1 梁的计算采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 4.3 节规定的方法。

条文说明

梁的计算与混凝土材料相关性不强,可采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关方法。

4.3.2 计算混凝土徐变时,可假定徐变与混凝土应力呈线性关系。当缺乏符合当地实际条件的数据和计算方法时,混凝土徐变系数可按式计算。

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \frac{(t-t_0)^{0.5}}{(t-t_0)^{0.5} + 10} \quad (4.3.2)$$

式中: ϕ_0 ——徐变系数终极值,可参考表 4.3.2 取值;

t_0 ——加载时的混凝土龄期(d);

t ——计算考虑时刻的混凝土龄期(d)。

表 4.3.2 超高性能混凝土的徐变系数终极值

加载时的混凝土龄期	徐变系数终极值 ϕ_0	
	常温保湿养护	湿热养护
4d	1.80	0.50
7d	1.70	0.48
14d	1.50	0.42

条文说明

本条活性粉末混凝土徐变应变的计算参照《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017 及法国超高性能混凝土设计规范给出。

4.3.3 混凝土的收缩应变 ε_{cs} 按下式计算:

- 1 不采用湿热养护时,超高性能混凝土的收缩应变可按式 (3.3.3-1) 计算

$$\varepsilon_{cs} = 7 \times 10^{-4} e^{-\left(\frac{2.5}{\sqrt{t-0.5}}\right)} \quad (4.3.3-1)$$

- 2 采用湿热养护时,活性粉末混凝土的收缩应变可按式 (4.3.3-2)、(4.3.3-3) 计算

$$\varepsilon_{cs} = 2.5 \times 10^{-4} t \quad t \leq 2d \quad (4.3.3-2)$$

$$\varepsilon_{cs} = 5 \times 10^{-4} \quad t > 2d \quad (4.3.3-3)$$

式中： t ——龄期(d)。

条文说明

本条给出的超高性能混凝土收缩应变的发展规律和相应计算公式，参照《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017 及国内外试验研究结果给出。当采用湿热养护方式时，超高性能混凝土收缩在 2d 内基本完成，即在养护期内已基本完成，后期收缩增量可忽略不计。

4.4 拱的计算

拱的计算可采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 4.3 节规定的方法。

条文说明

拱的计算与混凝土材料相关性不强，可采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）的相关方法。

4.5 耐久性设计要求

4.5.1 超高性能混凝土结构及构件的设计使用年限应符合《公路工程技术标准》。（JTG B01-2014）的规定。

条文说明

设计使用年限与混凝土材料相关性不强，均应符合《公路工程技术标准》的规定。

4.5.2 超高性能混凝土结构及构件应根据其表面直接接触的环境按表 4.5.2 的规定确定所处环境类别。

表 4.5.2 公路桥涵混凝土结构及构件所处环境类别划分

环境类别	条件
I 类-一般环境	仅受混凝土碳化影响的环境
II 类-冻融环境	受反复冻融影响的环境
III 类-近海或海洋氯化物环境	受海洋环境下氯盐影响的环境

IV 类-除冰盐等其他氯化物环境	受除冰盐等氯盐影响的环境
V 类-盐结晶环境	受混凝土孔隙中硫酸盐结晶膨胀影响的环境
VI 类-化学腐蚀环境	受酸性较强的化学物质侵蚀的环境
VII 类-磨蚀环境	受风、水流或水中夹杂物的摩擦、切削、冲击等作用的环境

条文说明

环境类别与混凝土材料相关性不强,环境类别采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的分类。

4.5.3 超高性能混凝土结构及构件应采取下列耐久性技术措施:

- 1 钢筋的超高性能混凝土保护层厚度满足本规范第 9.1.1 条的要求。
- 2 预应力超高性能混凝土结构中的预应力体系根据具体情况采用相应的多重防护措施。
- 3 有抗渗要求的混凝土结构,超高性能混凝土的抗渗等级符合有关标准的要求。
- 4 严寒和寒冷地区的潮湿环境中,超高性能混凝土应满足抗冻要求,混凝土抗冻等级符合有关标准的要求。
- 5 桥梁结构形式、结构构造有利于排水、通风,避免水气凝聚和有害物质积聚。

条文说明

预应力钢筋存在应力腐蚀、氢脆等不利于耐久性的弱点,且直径一般较细,对腐蚀比较敏感,破坏后果严重。因此,对预应力钢筋、连接器、锚夹具、锚头等容易遭受腐蚀的部分采取有效的保护措施。提高混凝土的抗渗、抗冻性能有利于混凝土结构在恶劣环境下的耐久性。潮湿是腐蚀的必要条件,调查表明:通风良好的结构与通风不良的潮湿、水气易于凝聚的结构相比,混凝土腐蚀情况差异比较大。

5 持久状况承载能力极限状态计算

5.1 一般规定

5.1.1 公路桥梁的持久状况设计应按承载能力极限状态的要求，对构件进行承载力及稳定计算，必要时尚应对结构进行倾覆和滑移的验算。承载能力极限状态验算的作用效应（其中汽车荷载应计入冲击系数）应采用其基本组合设计值，构件承载力设计值采用材料强度设计值计算。

条文说明

超高性能混凝土桥梁承载能力极限状态的相关要求与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 要求相同。

5.1.2 当采用内力的形式表达时，超高性能混凝土桥梁构件的承载能力计算应采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 相应的表达式。

5.1.3 构件正截面的承载能力采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 基本假定进行计算。

条文说明

钢纤维的掺入使超高性能混凝土抗拉强度有所提高是其区别于普通混凝土的特点，但研究表明超高性能混凝土的抗拉强度仍对受弯构件正截面受弯承载力影响较小。对于活载为主要荷载的桥梁结构，不计超高性能混凝土抗拉强度也是偏安全的。为计算方便及偏安全考虑，忽略了构件截面受拉区超高性能混凝土的抗拉强度对承载能力的贡献。不计抗拉强度后，超高性能混凝土的所有计算假定与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 基本假定是一致的。

5.1.4 超高性能混凝土受弯和偏心受力构件正截面受压区压应力计算应符合下列规定：

- 1 正截面受压区的应力图简化为等效的矩形应力图；
- 2 矩形应力图高度与实际受压区高度的比值 β ，按表 5.1.4 取用；
- 3 矩形应力图的压力强度取超高性能混凝土的轴心抗压强度设计值 f_{cd} 。

表 5.1.4 系数 β 值

超高性能混凝土强度等级	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
β	0.86	0.85	0.83	0.81	0.80

条文说明

超高性能混凝土结构正截面承载力计算时仍沿用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 等规范的习惯，采用等效矩形应力图块代替实际的应力图形分布。根据 3.1.10 条超高性能混凝土本构关系（3.1.10 式）可计算 UC100~UC180 的 β 值和等效矩形应力图的应力等效系数，计算的各强度等级超高性能混凝土应力等效系数变化不大，约为 0.98，为方便计算及与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 保持一致，取为 1.0，仅给出了计算的 β 值。

5.1.5 超高性能混凝土纵向体内钢筋的应力应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.1.5 条的规定计算，其极限应变 ε_{cu} 采用本规范 3.1.10 规定值。

5.1.6 计算先张法预应力超高性能混凝土构件端部锚固区的正截面和斜截面抗弯承载力时，锚固区内预应力钢筋的抗拉强度设计值，在锚固起点处取为零，在锚固终点处取为 f_{pd} ，两点之间按直线内插法取值。预应力钢筋的锚固长度 l_a 应按式（5.1.6）计算。典型参数超高性能混凝土中预应力钢筋锚固长度见表 5.1.6。

$$l_a = \gamma \frac{f_{pd}}{f_{td}} d \quad (5.1.6)$$

式中：

f_{pd} ——锚固钢筋的抗拉强度设计值；

f_{td} ——锚固区混凝土的抗拉强度设计值；

γ ——锚固钢筋的外形系数，七股钢绞线 $\gamma = 0.17$ ，螺旋肋钢丝 $\gamma = 0.13$ ；

d ——锚固钢筋的公称直径，当用束筋时取等效直径 $\sqrt{nd}$ ， n 为单筋根数， d 为单筋直径。

表 5.1.6-1 典型参数超高性能混凝土中预应力钢筋锚固长度 l_a （ $\rho_f=2\%$ ，钢纤维长径比 60）

预应力钢筋种类	强度等级				
	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
1×7 钢绞线， $f_{pd}=1260\text{MPa}$	59d	48d	40d	35d	31d
螺旋肋钢丝， $f_{pd}=1200\text{MPa}$	43d	35d	29d	25d	22d

表 5.1.6-2 典型参数超高性能混凝土中预应力钢筋锚固长度 l_a ($\rho_f=2\%$, 钢纤维长径比 100)

预应力钢筋种类	强度等级				
	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
1×7 钢绞线, $f_{pd}=1260\text{MPa}$	53d	43d	37d	32d	28d
螺旋肋钢丝, $f_{pd}=1200\text{MPa}$	39d	32d	27d	23d	20d

条文说明

采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关锚固长度的规定并给出典型参数的示例。

5.2 受弯构件

5.2.1 超高性能混凝土受弯构件的正截面相对界限受压区高度 ξ_b 按下式计算：

1 热轧普通钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta}{1 + \frac{f_{sd}}{\varepsilon_{cu} E_c}} \quad (5.2.1-1)$$

2 无屈服点钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta}{1 + \frac{f_{sd}}{\varepsilon_{cu} E_s}} \quad (5.2.1-2)$$

3 对钢绞线和钢丝

$$\xi_b = \frac{\beta}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_{pd} - \sigma_{p0}}{\varepsilon_{cu} E_p}} \quad (5.2.1-2)$$

式中：

β ——受弯构件受压区矩形应力块高度 x 与实际受压区高度 x_0 的比值，按本规范 5.1.4 条的规定采用；

f_{sd}, f_{pd} ——普通钢筋、预应力钢筋的抗拉强度设计值；

ε_{cu} ——受弯构件受压边缘混凝土的极限压应变，按本规范第 3.1.10 条规定取用；

σ_{p0} ——受拉区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应

力钢筋的应力。

条文说明

参考《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定，采用超高性能混凝土的极限压应变制订。

5.2.2 超高性能混凝土仅采用纵向体内钢筋的矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面受弯构件，其正截面抗弯承载力计算应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.2 条的规定。

5.2.3 超高性能混凝土仅采用纵向体内钢筋的翼缘位于受压区的 T 形或 I 形截面受弯构件，其正截面抗弯承载力计算应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.3 条的规定。

5.2.4 超高性能混凝土计算中考虑受压区纵向钢筋但不符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 公式(5.2.2-4)或(5.2.2-5)条件时，仅采用纵向体内钢筋的受弯构件正截面抗弯承载力的计算，其正截面抗弯承载力计算应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.3 条的规定。

5.2.5 超高性能混凝土采用纵向体外预应力钢筋的 T 形截面受弯构件，其正截面抗弯承载力计算应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.5 条的规定。

5.2.6 计算中考虑受压区纵向钢筋但不符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 公式(5.2.2-4)或(5.2.2-5)的条件时，采用纵向体外预应力钢筋的受弯构件，其正截面抗弯承载力计算应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.6 条的规定。

5.2.7 受弯构件在进行正截面抗弯承载力计算时，如不满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 公式(5.2.2-3)的条件，可不考虑按正常使用极限状态计算可能增加的纵向受拉钢筋和按构造要求配置的纵向钢筋。

5.2.8 计算受弯构件斜截面抗剪承载力时，其计算位置应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.8 条的规定采用。

5.2.9 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件，当配置竖向预应力钢筋、箍筋和弯起钢筋时，其斜截面抗剪承载力计算应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设

计规范》JTG 3362 第 5.2.9 条的规定,其中,斜截面内混凝土和箍筋共同的抗剪承载力设计值以按下式计算的 V_{csu} 代换 V_{cs} ,斜截面水平投影长度 C 按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.10 条(式 5.2.10)计算。

$$V_{csu} = (1 + \beta_v \lambda_f)^{0.25} V_{cs} \quad (5.2.9)$$

式中:

V_{cs} ——按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.9 条的规定计算的斜截面内混凝土和箍筋共同的抗剪承载力设计值,公式中的 $f_{cu,k}$ 按本规范边长 100mm 的立方体抗压强度采用;

β_v ——钢纤维对超高性能混凝土抗剪能力的影响系数,可取 $\beta_v=0.6$;

λ_f ——钢纤维含量特征参数,按本规范 3.1.6 条公式计算。

条文说明

参考《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定,计入超高性能混凝土钢纤维对抗剪承载力的提高作用制订,钢纤维对超高性能混凝土抗剪能力的影响系数根据《纤维混凝土结构技术规程》CECS38 及《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017 选取。

5.2.10 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件,其抗剪截面应符合下列要求:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{f_{cu,k} (1 + \beta_v \lambda_f)} \quad (5.2.10)$$

式中: V_d ——剪力设计值(kN),按验算斜截面的最不利值取用;

$f_{cu,k}$ ——边长为 100mm 的超高性能混凝土立方体抗压强度标准值(MPa);

b ——矩形截面宽度(mm)或 T 形和 I 形截面腹板宽度(mm),取斜截面所在范围内的最小值;

h_0 ——自纵向受拉钢筋合力点至受压边缘的距离(mm),取斜截面所在范围内截面有效高度的最小值。

对变高度(承托)连续梁,除验算近边支点梁段的截面尺寸外,尚应验算截面急剧变化处的截面尺寸。

条文说明

除与超高性能混凝土相关的部分参数需代换外,《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关计算公式适用于超高性能混凝土,本条给出了对需要以超高性能混凝土参数代换的公式。

5.2.11 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件，当符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.12 条的规定时，可不进行斜截面抗剪承载力的验算，仅需按构造要求配置箍筋。进行斜截面抗剪承载力配筋设计时，其箍筋和弯起钢筋应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.13 条的规定计算和配置，其中，计算箍筋间距以按下式计算的 $s_{vu}(\text{mm})$ 代换 $s_v(\text{mm})$ 。

$$s_{vu} = (1 + \beta_v \lambda_f)^{0.5} s_v \quad (5.2.9)$$

式中：

s_v ——按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.2.13 条（5.2.13-1）式计算的箍筋间距(mm)。

条文说明

参考《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定，计入超高性能混凝土钢纤维对抗剪承载力的提高作用制订，钢纤维对超高性能混凝土抗剪能力的影响系数根据《纤维混凝土结构技术规程》CECS38 及《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017 选取。

5.2.12 采用预应力体系进行节段预制拼装构件的正截面抗弯和斜截面抗剪承载力计算按本规相应计算公式乘以承载能力折减系数，折减系数见表 5.2.12。

表 5.2.12 承载能力折减系数

计算类别	折减系数	
	有粘结预应力体系	无粘结预应力体系
正截面抗弯承载力计算	A 类接缝 0.95	A 类接缝 0.90 B 类接缝 0.85
斜截面抗剪承载力计算	A 类接缝 0.85	A 类接缝 0.85 B 类接缝 0.85

注：1、A 类接缝为预制节段间的湿接缝或环氧树脂接缝；

2、B 类接缝为预制节段间的干接缝。

条文说明

参考美国 AASHTO 的《节段式混凝土桥梁设计和施工指导性规范》(Guide specifications for design and construction of segmental concrete bridges)及《活性粉

末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017 确定。

5.2.13 采用钢筋销栓抗剪的预制拼装构件结合面的剪切摩擦抗剪强度设计值按下列公式计算：

$$\tau_v = 0.9\mu A_s f_{sd} \leq 0.3f_{cd} \quad (5.2.13)$$

式中：

μ ——摩擦系数。结合面表面不处理时取 0.6，表面凸凹不小于 6mm 时取 1.0，现浇混凝土取 1.4；

A_s ——单位面积内横穿结合面的钢筋面积。当钢筋与结合面法向夹角为 θ 时，乘以 $\cos\theta$ ；

f_{sd} ——纵向受拉钢筋抗拉强度设计值；

f_{cd} ——超高性能混凝土轴心抗压强度设计值。

条文说明

当穿过混凝土结合面的钢筋在两侧混凝土内有充分锚固时，如果结合面发生滑移变形，在结合面产生压应力，生成剪切抗剪摩擦（简称“剪摩擦”）。研究表明，剪切摩擦抗剪承载力的计算可采用两种模型，一种是与混凝土强度无关的计算方法，如 ACI 318，日本规范，《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017；另一种是与混凝土强度相关的计算方法，如欧洲 EC2。目前超高性能混凝土强度较高且缺乏相关试验结果，采用与混凝土强度无关的计算方法，参考《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017 确定。

5.2.14 采用剪力键抗剪的预制拼装构件结合面的抗剪强度设计值剪承载能力取剪力键凸出部的承压承载能力设计值和剪力键剪切承载能力设计值二者较小者：

$$V_v = 0.75(\tau_k A_{k1} + \mu A_{cw} \sigma_{ps}) \leq 0.9\beta_c f_{cd}(1 + \beta_t \lambda_f) A_{k2} \quad (5.2.14-1)$$

$$\tau_k = \sqrt{(f_{td} + \sigma_{ps}/2)^2 - (\sigma_{ps}/2)^2} \quad (5.2.14-2)$$

式中：

f_{cd} ——超高性能混凝土轴心抗压强度设计值；

f_{td} ——超高性能混凝土轴心抗压强度设计值；

μ ——摩擦系数。取 0.6；

A_{k1} ——各剪力键根部的剪切面积之和；

A_{k2} ——各剪力键凸出部的承压面积之和；

A_{cw} ——剪切破坏面上接缝受压接触面的面积；

σ_{ps} ——接缝截面的平均永存预压应力；

β_c ——超高性能混凝土的强度影响系数，取 0.5；

λ_f ——钢纤维含量特征参数；

β_f ——钢纤维对超高性能混凝土构件的局部受压承载力影响系数，宜通过试验确定，无试验结果时取 0.3。

条文说明

剪力键是指通过凹凸形状的混凝土传递剪力，在剪应力达到抗剪强度以前几乎不发生结合面滑移变形剪力键的承载力是由剪力键凸出部的承压强度和剪力键剪切强度二者较小值决定。已有研究结果表明光滑混凝土表面之间的摩擦系数为 0.36~0.46，本规程参考《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017 取为 0.3。

5.3 受压构件

5.3.1 超高性能混凝土受压构件持久状况承载能力极限状态计算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.3 节的规定采用，但应以本节下列各条规定的参数代换相应条款的参数。

5.3.2 超高性能混凝土受压构件正截面抗压承载力计算，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.3.2 条的间接钢筋影响系数 k ，UC100~UC180 取 $k=1.5\sim1.0$ ，中间值直线插入取用。

5.3.3 超高性能混凝土受压构件相对界限受压区高度 ξ_b 的计算中，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.3.3 条非均匀受压时混凝土的极限压应变 ε_{cu} ，按本规范第 3.1.10 条规定取用。

条文说明

除与超高性能混凝土相关的部分参数需代换外，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关计算公式适用于超高性能混凝土，本节给出了对需要以超高性能混凝土参数代换的相关内容。

5.4 受拉构件

超高性能混凝土受拉构件持久状况承载能力极限状态计算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.4 节的规定采用。

5.5 受扭构件

5.5.1 超高性能混凝土受扭构件持久状况承载能力极限状态计算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.5 节的规定采用，但应以本节下列各条规定的参数代换相应条款的参数。

5.5.2 超高性能混凝土受扭构件矩形和箱形截面承受弯、剪、扭的构件截面要求，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.5.2 条的名义剪应力设计值 f_{cv} (MPa)，采用下式计算：

$$f_{cv} = 0.51\sqrt{f_{cu,k}(1 + \beta_v\lambda_f)} \quad (5.5.2)$$

5.5.3 超高性能混凝土矩形和箱形截面剪扭构件的抗剪承载力计算，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.5.4 条 (5.5.4-1) 式的右端项乘以系数 $(1 + \beta_v\lambda_f)^{0.25}$ 。

条文说明

除与超高性能混凝土相关的部分参数需代换外，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关计算公式适用于超高性能混凝土，本节给出了对需要以超高性能混凝土参数代换的相关内容。

5.6 受冲切构件

超高性能混凝土受冲切构件持久状况承载能力极限状态计算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.6 节的规定采用。

5.7 局部承压构件

5.7.1 超高性能混凝土局部承压持久状况承载能力极限状态计算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.7 节的规定采用，但应以本节

下列各条规定的参数代换相应条款的参数。

5.7.2 超高性能混凝土受扭构件矩形和箱形截面承受弯、剪、扭的构件截面要求，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.7.1 条配置间接钢筋的混凝土构件，其局部受压区的截面尺寸的混凝土局部承压修正系数 η_s ，UC100~UC180 取 $\eta_s=0.6\sim0.5$ ，中间值直线插入取用。

条文说明

除与超高性能混凝土相关的部分参数需代换外，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关计算公式适用于超高性能混凝土，本节给出了对需要以超高性能混凝土参数代换的相关内容。

征求意见稿

6 持久状况正常使用极限状态设计计算

6.1 一般规定

6.1.1 公路桥涵的持久状况设计应按正常使用极限状态的要求，采用作用频遇组合、作用准永久组合或作用频遇组合并考虑作用长期效应的影响，对构件的抗裂、裂缝宽度和挠度进行验算，并使各项计算值不超过本规范规定的各相应限值。在上述各种组合中，汽车荷载不计冲击作用。

条文说明

超高性能混凝土桥梁正常使用极限状态的相关要求与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 要求相同。

6.1.2 预应力混凝土构件可根据桥梁使用和所处环境的要求，进行下列构件设计：

1 全预应力混凝土构件。此类构件在作用频遇组合下控制的正截面受拉边缘不允许出现拉应力。

2 部分预应力混凝土构件。此类构件在作用频遇组合下控制的正截面受拉边缘可出现拉应力：当拉应力不超过规定限值时，为 A 类预应力混凝土构件；当拉应力超过规定限值时，为 B 类预应力混凝土构件。

条文说明

超高性能混凝土桥梁纵桥向采用全预应力构件，横桥向和竖向主要采用部分预应力或钢筋混凝土构件，全预应力混凝土构件和部分预应力混凝土构件的分类与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 要求相同。

6.1.3 对先张法预应力混凝土构件端部区段进行正截面、斜截面抗裂验算时，预应力传递长度 l_r 范围内预应力钢筋的实际应力值，在构件端部取为零，在预应力传递长度末端取有效预应力值 σ_{pe} ，两点之间按直线变化取值（图 6.1.3）。预应力钢筋的预应力传递长度应按式（6.1.3）计算。

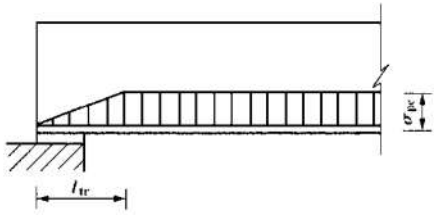


图 6.1.8 预应力钢筋传递长度内有效应力值

$$l_{tr} = \beta \frac{\sigma_{pe}}{f_{t0,k}} d \tag{6.1.3}$$

式中：

σ_{pe} ——放张时预应力钢筋的有效预应力值；

β ——预应力钢筋外形系数，七股钢绞线，取 0.16；螺旋肋钢丝，取 0.14；

$f_{t0,k}$ ——混凝土轴心抗拉开裂强度标准值；

d ——预应力钢丝、钢绞线的公称直径，当用束筋时取等效直径 $\sqrt{nd}$ ， n

为单筋根数， d 为单筋直径。

表 6.1.3 典型参数超高性能混凝土中预应力钢筋锚固长度 l_{tr}

预应力钢筋种类	强度等级				
	UC100	UC120	UC140	UC160	UC180
1×7 钢绞线， $\sigma_{pe}=1000\text{MPa}$	36d	29d	25d	21d	19d
螺旋肋钢丝， $\sigma_{pe}=1000\text{MPa}$	31d	25d	22d	19d	16d

条文说明

采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关锚固长度的规定并给出典型参数的示例。为保证预应力钢筋的预应力在超高性能混凝土中有效传递，传递长度计算公式采用混凝土轴心抗拉开裂强度标准值 $f_{t0,k}$ ，而非混凝土轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 。

6.1.4 超高性能混凝土预应力钢筋的张拉控制应力值及应力计算、预应力钢筋和普通钢筋的合力及合力偏心距等计算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 6.1 节的相关规定计算。

条文说明

除本节给出的对需要以超高性能混凝土参数代换的相关内容,《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关计算公式适用于超高性能混凝土。

6.2 钢筋预应力损失

超高性能混凝土钢筋预应力损失计算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 6.2 节的规定采用。

6.3 抗裂验算

超高性能混凝土抗裂验算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 6.3 节的规定采用。

6.4 裂缝宽度验算

6.4.1 超高性能混凝土裂缝宽度验算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.4 节的规定采用,但应以本节下列各条规定的参数代换相应条款的参数。

6.4.2 钢筋超高性能混凝土构件和 B 类预应力超高性能混凝土受弯构件,其最大裂缝宽度 $W_{cr}(\text{mm})$ 可按式计算:

$$W_{cr} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{c+d}{0.36+1.7\rho_{te}} \right) (1 - \beta_w \lambda_f) \quad (6.4.2)$$

式中: C_1 ——钢筋表面形状系数,对光面钢筋, $C_1=1.40$;对带肋钢筋, $C_1=1.00$;对环氧树脂涂层带肋钢筋, $C_1=1.15$;

C_2 ——长期效应影响系数, $C_2=1+0.5M_l/M_s$,其中 M_l 和 M_s 分别为按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 6.3.2 条的作用准永久组合和作用频遇组合计算的弯矩设计值(或轴力设计值);

C_3 ——与构件受力性质有关的系数,当为钢筋混凝土板式受弯构件时, $C_3=1.15$,其他受弯构件 $C_3=1.0$,轴心受拉构件 $C_3=1.2$,偏心受拉构件 $C_3=1.1$,圆形截面偏心受压构件 $C_3=0.75$,其他截面偏心受压构件 $C_3=0.9$;

σ_{ss} ——钢筋应力，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 6.4.4 条计算；

c ——最外排纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度(mm)，当 $c > 50\text{mm}$ 时，取 50mm；

d ——纵向受拉钢筋直径(mm)；当用不同直径的钢筋时， d 改用换算直径 d_e ， $d_e = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i}$ ，式中 n_i 为受拉区第 i 种钢筋的根数， d_i 为受拉区第 i 种钢筋的直径，按表 6.4.2 取值；对于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 9.3.11 条的焊接钢筋骨架，公式(6.4.2)中的 d 或 d_e 应乘以 1.3 系数；

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率，按本规范第 6.4.5 条计算，当 $\rho_{te} > 0.1$ 时，取 $\rho_{te}=0.1$ ；当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te}=0.01$ 。

β_w ——钢纤维影响系数，可取 $\beta_w=0.4$ ；

λ_f ——钢纤维含量特征参数，按本规范 3.1.6 条公式计算。

表 6.4.2 受拉区钢筋直径 d_i

受拉区钢筋种类	单根普通钢筋	普通钢筋的束筋	钢绞线束	钢丝束
d_i 取值	公称直径 d	等代直径 d_{se}	等代直径 d_{pe}	

注：1. $d_{se} = \sqrt{n}d$ ， n 为组成束筋的普通钢筋根数， d 为单根普通钢筋公称直径。

2. $d_{pe} = \sqrt{n}d_p$ ， n 为钢丝束中钢丝根数或钢绞线束中钢绞线根数， d_p 为单根钢丝或钢绞线公称直径。

当矩形、T 形和 I 形截面偏心受压构件满足 $e_0/h \leq 0.55$ ，或圆形截面偏心受压构件满足 $e_0/r \leq 0.55$ 时，可不进行裂缝宽度验算。

条文说明

以《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的裂缝宽度计算公式为基础，参考《钢纤维混凝土结构技术规程》CECS38 及《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017，表达为修正不考虑钢纤维影响的普通钢筋混凝土受弯构件的最大裂缝宽度。《钢纤维混凝土结构技术规程》CECS38 中钢纤维影响系数 $\beta_w=0.35$ ，《活性粉末混凝土结构技术规程》DBJ43/T325-2017

中钢纤维影响系数 $\beta_w=0.4$ （超高性能混凝土中无粗骨料，使微细钢纤维在活性粉末混凝土中分散更均匀），有研究结果表明 $\beta_w=0.4$ 时计算结果与试验值符合较好且计算值均大于试验值而偏于安全。

6.5 挠度验算

6.5.1 超高性能混凝土挠度验算按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 6.5 节的规定采用，但应以本节下列各条规定的参数代换相应条款的参数。

6.5.2 超高性能混凝土受弯构件在使用阶段的挠度应考虑长期效应的影响，即按荷载频遇组合和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 6.5.2 条规定的刚度计算的挠度值，乘以挠度长期增长系数 η_θ ， η_θ 采用以下规定：UC100~UC180 取 $\eta_\theta=1.3\sim1.1$ 。

6.5.3 预应力混凝土受弯构件需计算施工阶段的变形，宜采用有限元方法计算，应根据各施工阶段结构各单元加载龄期 t_{0i} 和计算龄期 t_i ，按本规程 4.3.2 条计算各阶段结构收缩、徐变变形增量并累加得到各个阶段结构各个部位的变形值。

条文说明

除与超高性能混凝土相关的部分参数需代换外，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的相关计算公式适用于超高性能混凝土，本节给出了对需要以超高性能混凝土参数代换的相关内容。

7 持久状况和短暂状况构件应力计算

7.1 持久状况构件应力计算

7.1.1 按持久状况设计的全预应力UHPC受弯构件，应计算其使用阶段正截面混凝土的法向压应力、受拉区钢筋的拉应力和斜截面混凝土的主压应力，并不得超过本节规定的限值。计算时作用（荷载）取其标准值，汽车荷载应考虑冲击系数，应考虑预加力效应，所有荷载分项系数取为1.0。

7.1.2 计算使用阶段预应力UHPC构件正截面应力时，由预加力产生的正截面UHPC压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt} 按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG3362）第6.1.5条和6.1.6条规定计算。斜截面UHPC的主压应力 σ_{cp} 和主拉应力 σ_{tp} 按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG3362）第7.1.6条规定计算。

7.1.3 全预应力UHPC受弯构件，由作用标准值产生的UHPC法向应力和预应力和预应力钢筋的应力应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG3362）第7.1.3条规定计算。

7.1.4 使用阶段预应力UHPC受弯构件正截面UHPC的压应力和预应力钢筋的拉应力，应符合的规定。

（1）UHPC的主压应力应符合下式规定：

对于预制节段、受拉侧配置体内预应力钢筋的胶接缝截面、配置体内钢筋（普通钢筋或预应力钢筋）的湿接缝截面，应满足：

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5f_{ck} \quad (7.1.4-1)$$

对于干接缝截面、受拉侧无体内预应力钢筋的胶接缝截面、无连续体内钢筋（普通钢筋或预应力钢筋）的湿接缝截面，应满足：

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.45f_{ck} \quad (7.1.4-2)$$

（2）受拉区体内、体外预应力钢筋的最大拉应力

$$\text{体内预应力钢筋} \quad \sigma_{ps} + \sigma_p \leq 0.65f_{pk} \quad (7.1.4-3)$$

$$\text{体外预应力钢绞线} \quad \sigma_{ps,s} \leq 0.65f_{pk} \quad (7.1.4-4)$$

式中： σ_{ps} 为受拉区预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力；

σ_{ps} 为由预应力产生的UHPC法相拉应力，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG3362）第6.1.6条规定计算；

σ_{kc} 为由作用（或荷载）标准值产生的UHPC法相压应力；

σ_p 为由作用（或荷载）标准值产生的纵向预应力筋应力；

$\sigma_{ps,s}$ 使用阶段体外预应力钢筋扣除预应力损失后的有效应力；

条文说明

UHPC 受弯构件受拉区普通钢筋在使用阶段应力很小，不考虑。

7.1.5 预应力 UHPC受弯构件有作用（或荷载）标准值和预加力产生的UHPC 主压应力 σ_{pc} 和主拉应力 σ_{tp} 应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG3362）第6.3.3条公式计算，但公式（6.3.3-2）、（6.3.3-4）中的 M_s 和 V_s 分别以 M_k 、 V_k 代替。此处， M_k 和 V_k 按作用（或荷载）标准值组合计算的弯矩值和剪力值。

（1）UHPC 的主压应力应符合下式规定：

对于预制节段、受拉侧配置体内预应力钢筋的胶接缝截面、配置体内钢筋（普通钢筋或预应力钢筋）的湿接缝截面，应满足：

$$\sigma_{cp} \leq 0.6f_{ck} \quad (7.1-5)$$

对于干接缝截面、受拉侧无体内预应力钢筋的胶接缝截面、无连续体内钢筋（普通钢筋或预应力钢筋）的湿接缝截面，应满足：

$$\sigma_{cp} \leq 0.55f_{ck} \quad (7.1-6)$$

（2）根据计算所得的UHPC主拉应力，按下列规定设置箍筋：

在 $\sigma_{cp} \leq 0.5f_{tk}$ 的区段，可不设置箍筋；

在 $\sigma_{cp} \geq 0.5f_{tk}$ 的区段，箍筋的间距 s_v 可按下列公式计算：

$$s_{sv} = \frac{f_{sk} A_{sv}}{\sigma_{tp} b} \quad (7.1-7)$$

式中： f_{sk} 为箍筋抗拉强度标准值；

A_{sv} 为同一截面内箍筋的总截面面积；

B 为矩形截面宽度、T形或I形截面的腹板宽度。

当按本条计算的箍筋用量少于按斜截面抗剪承载力计算的箍筋用量时，构件箍筋量采用后者。

7.2 短暂状况构件应力计算

7.2.1 构件在进行短暂状况设计时，应计算其在制作、运输及安装等施工阶段，由自重、施工荷载等引起的正截面和斜截面的应力，并不应超过本节规定的限值。施工荷载除有特别规定外均采用标准值，当有组合时，不考虑荷载组合系数，即组合系数取1.0。

当用吊机（车）行驶于桥梁时，应对已安全装就位的构件进行验算，吊机（车）应乘以1.15的分项系数，但当由吊机（车）产生的效应设计值小于按持久状况承载力极限状态计算的作用效应设计值时，则可不比验算。

7.2.2 当进行构件运输和安装计算时，构件自重应乘以动力系数。动力系数应按现行《公路桥涵设计通用规范》（JTG-D60）的相关规定采用。

7.2.3 对构件施加预加力时，UHPC的立方体强度不得低于设计混凝土强度等级的90%。

7.2.4 预应力UHPC受弯构件按短暂状况计算，由预加力和荷载产生的法向应力可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG3362）第6.1.5条和第7.1.3条的公式进行计算。此时，预应力钢筋应扣除相应阶段的预应力损失，荷载采用施工荷载，截面性质按现行《公预桥》（JTG D62）第6.1.4条的规定采用。

7.2.5 预应力UHPC受弯构件，在预应力和构件自重等施工荷载作用下截面边缘UHPC的法向应力应符合下列规定：

1 压应力

对于预制节段、受拉侧配置体内预应力钢筋的胶接缝截面、配置体内钢筋（普通钢筋或预应力钢筋）的湿接缝截面，应满足：

$$\sigma_{cc}^t \leq 0.70f_{ck}' \quad (7.2.5-1)$$

对于干接缝截面、受拉侧无体内预应力钢筋的胶接缝截面、无连续体内钢筋（普通钢筋或预应力钢筋）的湿接缝截面，应满足：

$$\sigma_{cc}^t \leq 0.65f_{ck}' \quad (7.2.5-2)$$

2 拉应力

- 1) 当 $\sigma_{ct}^t \leq 0.35f_{tk}'$ 时，预拉区可不配置纵向钢筋；
- 2) 当 $\sigma_{ct}^t = 0.7f_{tk}'$ 时，预拉区应配置其配筋率不低于0.1%的纵向钢筋；
- 3) 当 $\sigma_{ct}^t = 1.15f_{tk}'$ 时，预拉区应配置其配筋率不低于0.2%的纵向钢筋；
- 4) 当 $0.35f_{tk}' < \sigma_{ct}^t < 0.7f_{tk}'$ 时，预拉区应配置的纵向钢筋配筋率按第1)项和第2)项直线内插取用；
- 5) 当 $0.7f_{tk}' < \sigma_{ct}^t < 1.15f_{tk}'$ 时，预拉区应配置的纵向钢筋配筋率按第2)项和第3)项直线内插取用。拉应力 σ_{ct}^t 不应超过 $1.15f_{tk}'$ 。

上述配筋率为 A'_s/A ； A'_s 为预拉区普通钢筋截面面积； A 为构件毛截面面积。

式中： σ_{cc}^t 、 σ_{ct}^t 为按短暂状况计算时截面预压区、预拉区边缘混凝土的压应力、拉应力；

f_{ck}' 、 f_{tk}' 为与制作、运输、安装个施工阶段混凝土立方体抗压强度 f_{cu}' 相应的轴心抗压强度、轴心抗拉强度标准值，按本规程第3.1.4条取用。

预拉区的纵向钢筋宜采用带肋钢筋，其直径不宜大于14mm，沿预拉区的外边缘均匀布置。

8 构件计算的规定

8.1 桥面板

8.1.1 桥面板既作为主梁整体结构体系受力，还直接承受轮载作为局部结构体系受力。

8.1.2 桥面板作为局部结构体系分析时，应考虑以下作用效应：

- 1 结构重力：包括结构自重、桥面铺装、栏杆等二期恒载；
- 2 汽车轮载：根据《公路桥涵通用设计规范》（JTG D60）第4.3节规定取值；

8.1.3 桥面板作为局部结构体系分析时，宜考虑体内预应力束对截面的削弱，进行以下验算：

- 1 正截面抗弯承载能力验算：根据本规程第5.2节相关规定执行；
- 2 桥面板抗冲切承载能力验算：根据本规程第5.6节相关规定执行；
- 3 桥面板抗裂性能验算：综合考虑整体结构体系和局部结构体系受力，在作用（或荷载）频遇组合下，接缝处桥面板纵向应力不出现拉应力（不消压），其余位置桥面板纵向应力应小于UHPC 抗拉强度设计值 f_{td} ；
- 4 横隔板上弦板（或横肋）抗裂性能验算：汽车轮载作用（不考虑冲击系数）下，横隔板上弦板（或横肋）横桥向应力应小于UHPC 抗拉强度设计值，若大于UHPC 抗拉强度设计值，应按本规程第6.4节相关规定验算裂缝宽度；

8.2 体外束 UHPC 转向装置

8.2.1 体外束UHPC转向装置的设计计算应遵循以下原则：

- 1 转向装置承载力计算时可忽略UHPC抗力的影响，转向力的竖向分力和水平分力均由箍筋承载；
- 2 转向装置的承载能力计算可分为抗拉承载能力计算和抗剪承载能力计算两部分；
- 3 转向装置在正常使用极限状态和承载能力极限状态下的应力状况需经计

算确定；

4 可对转向块或转向肋位置的结构进行局部分析。

8.2.2 转向装置的作用效应取值：计算转向装置在作用效应设计值时，不考虑可变荷载应力增量影响，取永存预加力，荷载分项系数取1.3。承受空间体外预应力作用的转向装置，在极限状态下其作用的水平力和竖向力设计值 N_{hd} 和 N_{vd} 由下式确定，见图8.2-1。

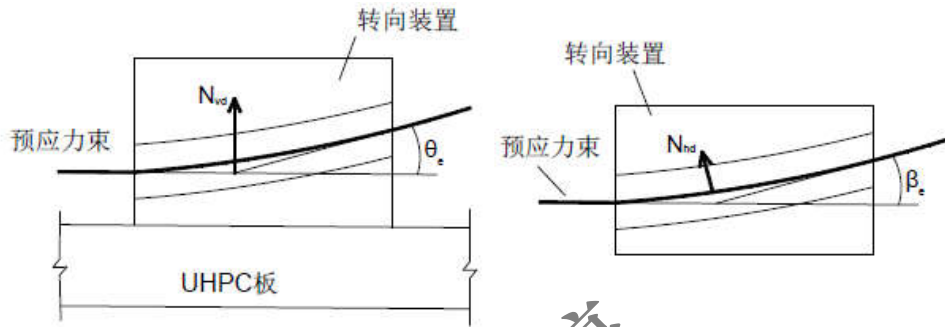


图 8.2-1 体外预应力束的竖直转角和水平转角示意图

$$N_{hd} = 1.3N_{p,e} \sqrt{1 - 2\cos\theta_e \cos\beta_e + \cos^2\theta_e} \quad (8.2-1)$$

$$N_{vd} = 1.3N_{p,e} \sin\theta_e \quad (8.2-2)$$

式中： N_{hd} ——转向装置的水平作用设计值，即体外预应力束张拉时对转向装置的合力在水平面的分力设计值；

N_{vd} ——转向装置的竖向作用设计值，即体外预应力束张拉时对转向装置的合力在竖直方向的分力设计值；

$N_{p,e}$ ——体外预应力束的永存预加力，其值为 $N_{p,e} = \sigma_{pe,e} A_{p,e}$ ；

θ_e ——体外预应力束在竖直平面内的弯起角度（竖弯角）；

β_e ——体外预应力束在水平面内的弯起角度（平弯角）；

$\sigma_{pe,e}$ ——体外预应力束的永存预应力；

$A_{p,e}$ ——体外预应力水平束的截面面积。

8.2.3 UHPC转向块承载力计算时，应计算其与UHPC板连接界面，即图8.2-2中A-A截面的抗剪承载力和抗拉承载力。

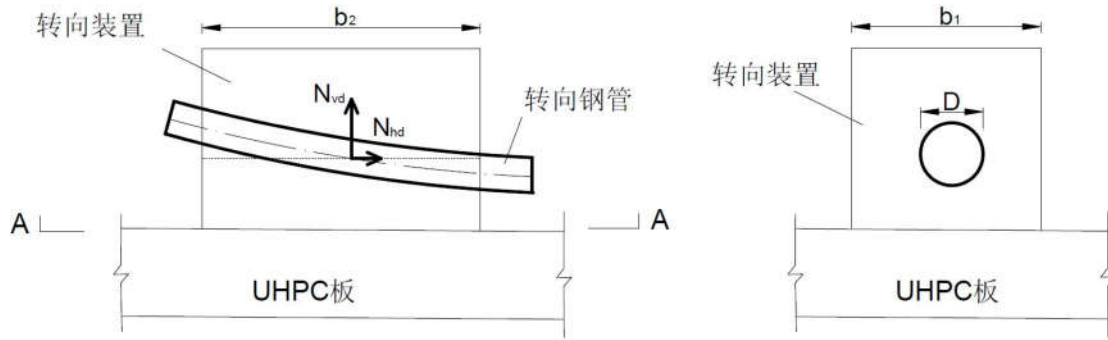


图 8.2-2 UHPC 转向块计算示意图

1 转向块抗剪承载力可按式计算：

$$\gamma_0 N_{hd} \leq \phi_v f_{sd} \sum A_s \quad (8.2-3)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，计算时取1.1；

ϕ_v ——由剪拉组合作用引起的环向箍筋抗剪承载力降低系数，取

$$\phi_v = 1 / \sqrt{3 + (N_{vd} / N_{hd})^2}$$

f_{sd} ——箍筋抗拉强度设计值，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》；

$\sum A_s$ ——A-A截面上箍筋截面面积之和。

2 转向块抗拉承载力可按式计算，见图 8.2-3：

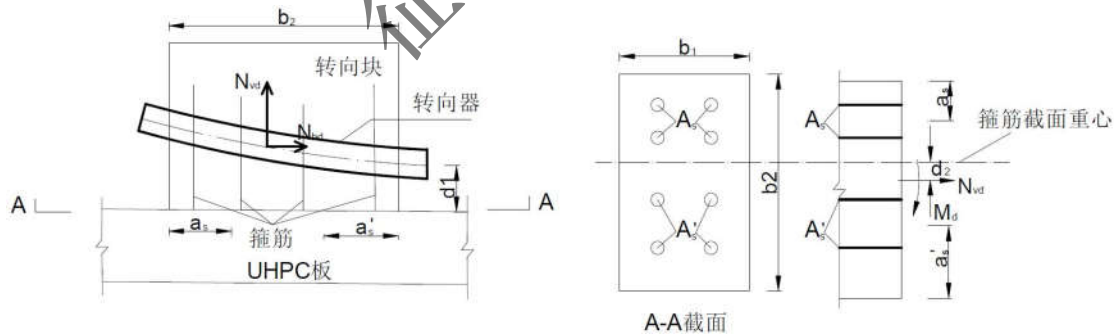


图 8.2-3 UHPC 转向块抗拉承载力计算图示

$$\gamma_0 N_{vd} e_s \leq \phi_p f_{sd} A'_s (b_0 - a'_s) \quad (8.2-4)$$

$$\gamma_0 N_{vd} e'_s \leq \phi_p f_{sd} A'_s (b'_0 - a_s) \quad (8.2-5)$$

其中： $b_0 = b_2 - a_s$ ， $b'_0 = b_2 - a'_s$ ， $e_s = b_2 / 2 - e_0 - a_s$ ， $e'_s = e_0 + b_2 / 2 - a'_s$

$M_d = N_{hd} d_1 + N_{vd} d_2$ ， $e_0 = M_d / N_{vd}$ ；

式中： ϕ_p ——由剪拉组合作用引起的环向箍筋抗拉承载力的降低系数，建取

$$\phi_p = 1 / \sqrt{1 + 3(N_{hd} / N_{vd})^2}$$

a_s ——受拉较大侧环向箍筋、锚固钢筋合力作用点到该侧UHPC边缘距离；

a'_s ——受拉较小侧环向箍筋、锚固钢筋合力作用点到该侧UHPC边缘距离；

A_s ——受拉较大侧环向箍筋、锚固钢筋的截面面积；

A'_s ——受拉较小侧环向箍筋、锚固钢筋的截面面积；

d_l ——钢管转向器形心距UHPC板表面的竖直距离；

d_2 ——钢管转向器形心距箍筋截面重心的水平距离，当转向块内箍筋沿纵桥向对称布置时，应取0；

b_1 、 b_2 ——分别为转向块横桥向和纵桥向的平面尺寸；

e_s 、 e'_s ——分别为偏心竖向力 N_{vd} 作用点距受拉较大边和受拉较小边钢筋重心的距离。

8.2.4 UHPC转向肋的抗拉和抗剪承载力计算方法可偏安全参见本规程UHPC转向块的计算方法。

8.2.5 在UHPC转向肋中转向器的凹向区域内的UHPC承受局部压力，应进行局压承载力验算，计算公式如下：

$$\gamma_0 N_{vd} \leq \beta f_{cd} A_l \quad (8.2-6)$$

式中： f_{cd} ——转向块UHPC抗压强度设计值；

β ——局部承压强度提高系数，对于UHPC肋式转向块取1.732；

A_l ——转向器下UHPC局部受压面积， $A_l = Db_2$ ；

D ——转向钢管的外径；

b_2 ——转向钢管在UHPC转向块中的长度。

8.2.6 UHPC转向装置须进行锚下局部承压区的截面尺寸和局部抗压承载力验算，计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）第5.7节。

8.2.7 UHPC转向装置与UHPC板的交界面在永存张拉力 $N_{pe,e}$ 作用下除按偏心受拉构件验算其承载力之外，还需验算其裂缝宽度。在裂缝宽度验算时，转向装置的水平分力 N_{hc} 、竖向分力 N_{vc} 和弯矩 M_c 分别按下式取。根据下式计算内力，按本规程第6.4节计算和验算UHPC转向块根部截面的裂缝宽度。符号意义见图 8.2-3。

$$N_{hc} = 1.1N_{pe,e} \sqrt{1 - 2 \cos \alpha_e \cos \beta_e + \cos^2 \theta_e} \quad (8.2-7)$$

$$N_{vc} = 1.1N_{pe,e} \sin \theta_e \quad (8.2-8)$$

$$M_c = N_{hc} d_1 + N_{vc} d_2 \quad (8.2-9)$$

8.3 接缝

8.3.1 箱梁横向接缝是节段预制混凝土桥梁的薄弱环节，接缝应进行以下验算：

- 1 承载能力极限状态抗剪承载能力验算，应按本规程第5.7.2条规定执行；
- 2 干接缝节段式体外预应力混凝土梁，预制节段拼装过程中若要承受施工荷载，应对接缝进行直剪抗剪承载能力验算，应按本规程第5.7.2条规定执行；
- 3 顶板接缝的纵向应力应符合本规程第8.1.3条规定要求；
- 4 腹板接缝的主拉应力应符合本规程第6.3.2条规定要求。

8.4 其它构件

8.4.1 预应力钢束UHPC锚固端面尺寸偏安全地按C60进行选择，后张预应力锚固区计算可按传统预应力混凝土预应力锚固区计算方法执行，宜开展空间有限元分析。

8.4.2 支座处UHPC箱梁内灌注普通混凝土形成横隔梁（端横梁、0#块横梁），横隔梁计算可按传统预应力混凝土支座横隔梁计算方法执行，宜开展空间有限元分析。

9. 构造规定

9.1 一般规定

9.1.1 普通钢筋和预应力筋的最小混凝土保护层厚度（钢筋外缘或管道外缘至混凝土表面的距离）不应小于钢筋公称直径，不应小于20mm，后张法构件预应力直线形钢筋不应小于其管道直径的 1/2。

9.1.2 普通钢筋在 UHPC 内的锚固长度取值应符合以下规定：

- （1）当钢筋达到其屈服强度时，锚固长度为 6dr，其中 dr 为钢筋的公称直径；
- （2）当钢筋达到其极限强度时，锚固长度为 9dr，其中 dr 为钢筋的公称直径。

9.1.3 钢筋净距不应小于 1.5 倍纤维长度，且不应小于 30mm。

9.1.4 钢筋接头宜设置在受力较小的区段，宜采用焊接或绑扎的方式，并应错开布置，搭接长度不小于 20 倍钢筋直径。

9.1.5 体内预应力钢筋的管道设置应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》相关规定。

9.1.6 为了便于检测和更换，体外索之间的净距应不小于 100mm。

9.1.7 最小配筋率宜符合下列规定：

1 当仅由纤维平衡荷载作用时，对于应变硬化的 UHPC，不必考虑最小配筋率。而当下列情况得到满足时，应变软化的 UHPC 也不必考虑最小配筋率；

- (a) 最小纤维含量百分率满足下面第(2)条的最小延性要求；
- (b) 满足下面第(3)条要求，轴向应力作用下无脆性破坏发生；
- (c) 最大裂缝宽度不超过 0.05mm。

2 为保证应变软化或低应变硬化的 UHPC 材料在弯曲变形时拥有足够的延性，还需满足以下公式：

$$\frac{1}{w_{lim}} \int_0^{w_{lim}} \frac{\sigma(w)}{K_{global}} dw \geq \max(0.4 f_{ctm,el}; 3 \text{ MPa})$$

式中: w_{lim} ——裂缝宽度限值, 取为 0.3mm;

$f_{ctm,el}$ ——弹性阶段极限拉应力平均值;

(w) ——开裂应力特征值;

K_{global} ——纤维取向系数, 取 1.25。

3 确保承载能力极限状态所对应的荷载值高于开裂时所对应的荷载值, 以保证构件不出现脆性破坏。

9.1.8 体内、体外预应力钢束的比例应结合所处环境类别、结构特点、施工方法等因素综合选取, 结构构造应充分考虑体外预应力的维护、更换操作空间。

9.1.9 桥梁结构宜采用预制拼装结构, 应注重桥梁的防、排水设计, 结构构造应考虑连接部位的水渗漏所造成的局部环境作用。

9.1.10 结构构造应有利于通风和避免水汽在混凝土表面的积聚, 便于施工时混凝土的捣固、养护, 并减少约束与荷载作用下的应力集中。

9.2 节段预制拼装结构构造

9.2.1 节段长度应综合考虑运输、存放、吊装、架设等因素。标准节段的长度宜为 2.5m~5.0m。

9.2.2 中墩顶节段接缝旁的竖向钢筋（箍筋）应予加强, 并保证其两端锚固可靠, 以承受剪力引起的下拉作用, 直径不小于 20mm, 间距建议取 100mm(图 9.2-1)。

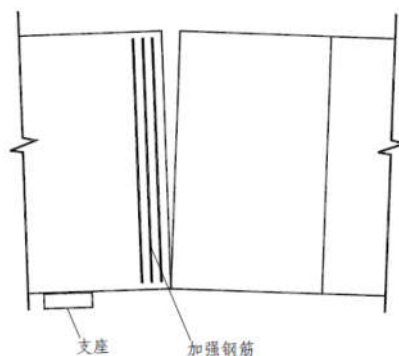


图 9.2-1 墩顶节段接缝旁的加强钢筋示意图

9.2.3 剪力较大及剪弯共同作用区段, 节段接缝边的竖向钢筋（箍筋）应予加

强，并保证其两端锚固可靠（图 9.2-2）同时节段底部（或顶部）的纵向普通钢筋也应与接缝边的竖向钢筋连接良好。

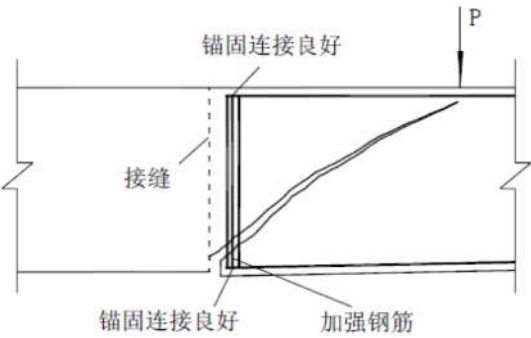


图 9.2-2 节段接缝边的加强钢筋示意图

9.2.4 本桥 UHPC 箱梁的其它钢筋布置要求宜符合《公路桥规》第 9.2~9.4 节的相关规定。

9.3 箱梁横向接缝与剪力键

9.3.1 本桥节段接缝宜设置密接匹配的复合剪力键。体内外混合预应力、循环冻融及采用化学消冰的预制节段式梁，应采用环氧树脂胶结接缝；全体外预应力、不发生循环冻融和不用化学消冰的预制节段式梁，可采用表面不涂任何封闭粘结剂的干接缝。

9.3.2 节段接缝宜设置腹板剪力键、顶板剪力键、底板剪力键以及腹板与顶板和底板结合区，若无体内预应力钢束通过也宜设置剪力键，尤其在梁跨中区段的腹板与顶板结合区、连续梁 近中墩旁区段的腹板与底板结合区，如图 9.3-1 所示。

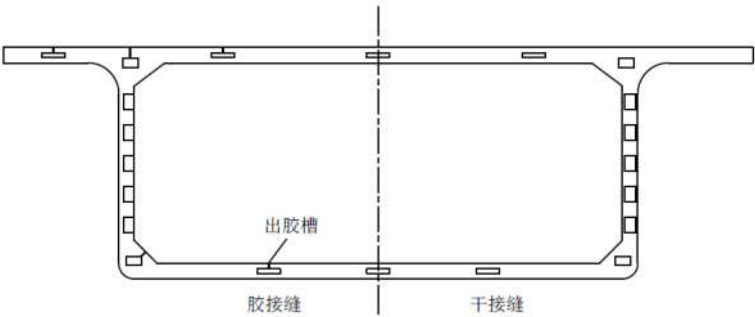


图 9.3-1 节段剪力键（键槽）布置示意图

9.3.3 为便于节段密接匹配预制时脱模、拼装时镶嵌对接及挤出多余的环氧胶体（胶接缝），剪力键应构造成凹凸密接的棱台状。键槽与键块上、下侧面的倾斜角应接近 45° ，以便在重力及胶体固化前润滑作用下，键块(槽)将所受剪力传递至节段端面的受力钢筋（图 9.3-2）。

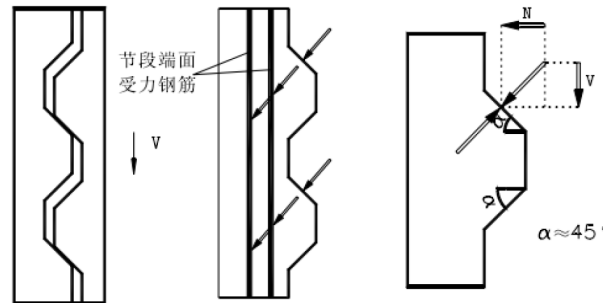


图 9.3-2 剪力键形状及传力示意

9.3.4 采用胶接缝时，为了美观和便于多余环氧胶体挤出，剪力键的选位和胶体挤出方式如下（图 9.3-1）

- （1）腹板内的剪力键宜靠箱内侧边设置，胶体从腹板内侧挤出；
- （2）顶板和底板内的剪力键应设在板厚的中间，胶体从板顶面由出胶槽挤出；
- （3）其它位置的剪力键均在箱梁内侧上表面的出胶槽挤出胶体。

9.3.5 采用干接缝时，腹板内的剪力键可设在板的中部，其它剪力键布置方法同胶接缝。见图 9.3-1。

9.3.6 剪力键的尺寸应满足如下规定：

- （1）腹板内的剪力键应尽量在腹板全高度布置，布置范围一般为梁高的 75%（图 9.3-3）；剪力键的横向宽度一般为腹板宽度的 75%；
- （2）键块(槽)应采用梯形（倾角接近 45° ，第 9.3.3 条）或圆角梯形截面，高度不小于 35mm；顶、底板及腹板内键块(槽)的高度与其平均宽度比取为 1:2（图 9.3-3d）；
- （3）位于腹板与顶、底板结合区的键块(槽)的尺寸，可根据该处实际尺寸选定。

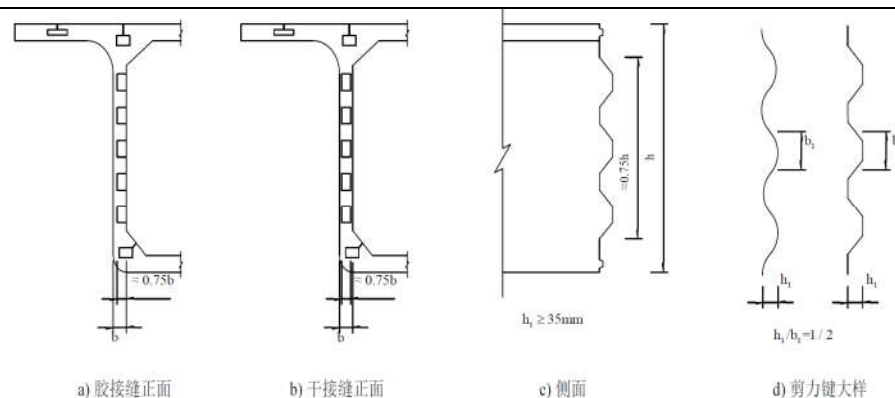


图 9.3-3 剪力键构造示意

9.3.7 采用胶接缝时，胶接缝拼接后接缝截面应保持约 0.3MPa 的临时压应力，直至环氧树脂胶体固化。预制节段设计时应考虑临时预应力筋的锚固方式。

9.3.8 UHPC 主梁若设有体内预应力筋，宜采取下列措施确保箱梁横向接缝的密封性和耐久性：

- 1 采用预应力管道定位技术，提高相邻梁段同一管道的连接精度，并防止预制过程中，梁段分离时造成预应力管口损坏；
- 2 在管口处设置“O”形橡胶密封圈，阻止胶体进入预应力管道而造成管口四周胶体量不足；“O”形橡胶密封圈采用高压压缩性的闭孔发泡聚乙烯材料制作，厚度在 3~6mm 之间；
- 3 对于胶接缝，应认真清理相邻梁段拼缝面，控制好接缝面环氧粘结剂的涂刷质量，特别加强对预应力管口处的涂刷厚度控制，保持浆体饱满和接缝面密封；
- 4 对于干接缝，应加强桥面排水设计，考虑到接缝使用阶段不会消压，宜对接缝位置梁体的外表面涂覆耐久性保护涂料。

9.4 转向（定位）及锚固装置

9.4.1 本桥纵向布置有密集横隔板，体外预应力钢束的转向构造、定位构造以及体内外预应力钢束的锚固齿块的设置应结合横隔板的布置特点综合考虑。

9.4.2 转向构造的尺寸与钢束布置方式、转向器的尺寸有关。转向构造设计时应考虑添加备用钢束的可能性，以便在特殊需要时采用。转向装置应考虑设置符合预应力束弯转角度的弧形转向钢管，其管口应适当扩大。转向钢管的最小半径

应符合《公路桥梁加固设计规范》（JTG/TJ22）第 8.3.3 条规定要求。

9.4.3 定位构造设置应考虑设置减振材料以减小体外预应力钢束活载振动产生的不利影响。

9.4.4 转向块内应设有两种钢筋，即围住单个转向器的内环筋，沿转向块周边围住所有转向器的外封闭箍筋（图 9.4-1）。内环筋离转向器上缘的最小距离约为 25mm，直径一般不大于 20mm；外封闭箍筋在竖直方向高于内环筋约 50mm；内环筋和封闭箍筋沿转向器纵向布置的最小间距取 100mm。

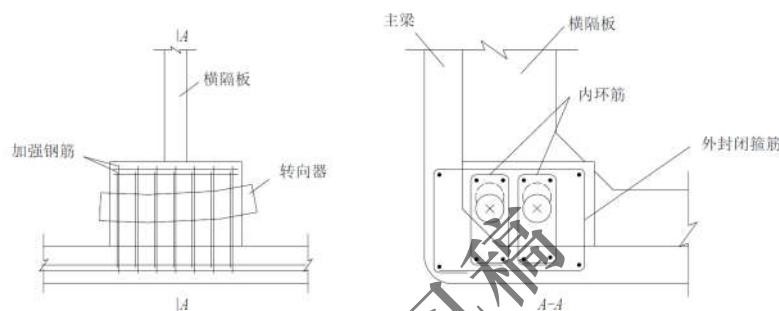


图 9.4-1 转向块构造配筋示意

9.4.5 体外预应力钢束应锚固在横梁上。锚固构造设计时宜考虑添加备用钢束的可能性，以便在特殊需要时采用。横梁的厚度可由锚具布置深度和钢束转向所需长度决定，一般情况下锚固横梁的厚度不小于 1000mm。

9.4.6 体外预应力钢束进入锚固构造后宜适当转向，以避免钢束拉力波动直接传至锚具夹片，并使张拉端处于施工便利的方位。钢束转向的弯曲半径不小于 6m。

9.4.7 体外预应力在锚固构造、转向构造、定位构造和减震装置之间的自由长度不宜大于 8.0m，取用更大长度时应根据计算确定，并应考虑对结构受力的影响。

9.4.8 锚固齿块的端面尺寸应按锚具的布置要求选定，平面尺寸应按锚具布置要求确定。锚固齿块内钢束不转向时，齿块长度可按锚固力传递至箱梁板壁所需长度取值；钢束在齿块内转向时，其长度由锚具布置深度和钢束转向所需长度决定。

9.4.9 锚固横梁和锚固齿块应按整体和局部受力要求，加强配筋设计。

9.4.10 预应力施加完毕后，将锚槽混凝土凿毛和锚具周围清洗干净，并在埋封于梁体内的锚具周围设置构造钢筋与梁体连接，然后浇筑 UHPC 封锚。

9.5 纵向 UHPC 现浇湿接缝

9.5.1 本桥单幅桥为双箱单室截面，单箱分别预制，现场通过纵向 UHPC 现浇接缝连接。由于接缝处 UHPC 中的钢纤维不连续，抗裂强度将被削弱，为此，需对接缝构造做强化处理。UHPC 预制主梁间顶板 UHPC 现浇湿接缝宜采用如图 9.5-1 所示构造。桥面板横桥向预埋钢筋直径不应小于 12mm，纵向间距不大于 200mm。钢筋的保护层厚度和锚固长度应满足本规程第 9.1.1 条和第 9.1.2 条的规定。

9.5.2 预制 UHPC 主梁顶板现浇接缝表面应采取措施清洁表面，并采取凿毛等方法增大表面粗糙度（凿毛深度宜为 5~10mm），在现浇 UHPC 前应充分润湿表面，以确保新老 UHPC 的良好结合。

9.5.3 纵向 UHPC 现浇接缝的钢纤维含量不低于 2.5%，并宜通过试验掺入适量的膨胀剂。

9.5.4 纵向 UHPC 现浇湿接缝浇筑后，宜采用标准养护方式，养护制度应符合本规程第 10.8.4 条规定。

10 施工

10.1 一般规定

10.1.1 施工应选择具有相关工程经验的技术人员和专业施工设备的单位完成。

10.1.2 施工前，应制定详细的施工组织设计，并做好各项准备工作，建立质量控制体系，确定施工质量的有效控制方法。

10.1.3 施工单位应建立各道工序的质量检查制度和检查项目，并应留有完整的检查记录。

10.1.4 施工的质量检验和过程控制检测按照本规程第11章的规定实施，本规程未规定的按国家现行相关标准《活性粉末混凝土》（GB/T31387）、《公路桥涵施工技术规范》（JTG/TF50）等执行。

10.2 UHPC 工程

10.2.1 UHPC的拌制

1 拌制混凝土配料时，宜采用自动计量装置，各种衡器精度符合要求，计量应准确。

计量器具应定期检定，经大修、中修或迁移至新的地点后，也应进行检定。配料数量的允许偏差(以质量计)见表10.2.1。

表10.2.1 配料数量允许质量偏差

材 料 类 别	允许偏差(%)	
	现场拌制	预制场或集中搅拌站拌制
水泥、干燥状态的掺合料	±2	±1
粗、细集料	±3	±2
水、外加剂	±2	±1

2 UHPC拌制应采用强制式拌合机。拌制前应检查拌合机叶片和衬板间的间隙，间隙应不大于20mm。如果该值超标应更换叶片及衬板。

3 UHPC拌制时应先投干粉料及钢纤维，干拌3min，尔后加入水及液体添加剂等，再搅拌不少于3min。钢纤维投放时应分散均匀。

4 UHPC正式生产前应先进行试拌，检验UHPC各项工艺性能指标及拌和参数。如存在钢纤维结团、起球现象，应查明原因予以消除。

5 混凝土搅拌完毕后，应按下列要求检测混凝土拌和物的各项性能：

1) 混凝土拌和物的坍落度，应在搅拌地点和浇筑地点分别取样检测，每一工作班或每一单元结构物不应少于两次。评定时应以浇筑地点的测值为准。如混凝土拌和物从搅拌机出料起至浇筑入模的时间不超过 15min 时，其坍落度可仅在搅拌地点取样检测。在检测坍落度时，还应观察、检查混凝土拌和物的均匀性、粘聚性和保水性。

2) 根据需要还应检测混凝土拌和物的其他质量指标，并应符合本章的其他规定。

10.2.2 UHPC的运输

1 UHPC的运输应采用搅拌运输车，条件许可可采用泵送运输，如受条件限制无法采用前述方式运输时也可采用斗车（料斗）运输。或采用前述几种方式结合运输。

2 采用搅拌运输车运输UHPC时，途中应以1-2r/min的慢速进行搅动。卸料前再以常速进行搅拌。

3 浇筑前应检查UHPC状态，测量坍落度。如坍落度超出允许范围应由材料工程师处理。现场不得随意加水。

4 采用斗车运输UHPC时应考虑运输工具的性能、能力和运输速度，并与拌和、浇筑能力相适应，以确保混凝土在初凝前完成浇筑工作。并应控制运输距离和时间，防止UHPC在运输时表层失水结壳。

10.2.3 UHPC的浇筑

1 浇筑混凝土前

1) 应根据结构物的大小、位置制定符合实际的浇筑工艺方案（施工缝设置、浇筑顺序、降温防裂措施、保护层的控制等）。

2) 应对支架（拱架）、模板、钢筋、支座、预拱度和预埋件进行检查，并

做好记录，符合要求后方可浇筑。

3) 模板内的杂物、积水和钢筋上的污垢应清理干净。模板如有缝隙，应填塞严密，模板内面应涂刷脱模剂，木模板应预先湿润。

4) 浇筑混凝土前，应检查混凝土的均匀性和坍落度。

2 UHPC 应采用平板振捣或模外振捣器振捣成型。所采用的振捣机械 和振捣方法除应保证密实外，还应避免拌合物离析、分层以及纤维露出构件表面。

3 拌合物浇筑倾落的自由高度不应超过 0.5m。无法避免时，应进行试验来避免钢纤维从水泥浆中离析或结团。

4 UHPC浇筑过程应保持连续性，避免出现混凝土表面失水结壳及冷缝。

5 施工缝设置应按设计规定进行。

6 UHPC浇筑施工应在5℃以上。露天施工时风力不大于6级，下雨时必须停止浇筑施工。

10.2.4 UHPC的养护

1 UHPC 浇筑成型后，外露表面应及时采用养护薄膜覆盖。薄膜上加铺土工布，洒水保湿。在气温5℃以上时，可采用自然养护。养护不少于7天。当环境平均气温低于 10℃或最低气温低于 5℃时，应按冬期施工处理，采取保温措施。

2 如果采用蒸汽养护工艺，在按10.2.4.1条成型并覆盖后，静停时间不应少于6h。静停过程中，对于缺水部位，应及时补水养护。静停完毕后进行蒸汽养护，并应符合下列规定：

1) 蒸汽养护过程中的温度和湿度宜通过传感器调整蒸汽量的大小实现。养护温度恒定在80℃时，养护时间不应少于 72h；养护温度恒定在养护时 间 90℃时，养护时间不应少于 48h。

2) 蒸养升温阶段，升温速度不应大于12℃/h；蒸养结束后，以不超过15℃/h的降温速度将温度逐渐降至与环境温度之差不大于 20℃的温度范围内。

3) 蒸汽养护结束后应进行之后应进行自然养护，自然养护时的环境平均气温宜高于 10℃，梁段表面应保持湿润不少于 7d，当环境平均气温低于 10℃或最低气温低于 5℃时，应按冬期施工处理，采取保温措施。

4) 升温养护结束后可拆模，拆模时梁段表面温度与环境温度之差不应大于20℃。

10.3 UHPC 原材料准备及储存

10.3.1 钢纤维的质量要求应符合本规程第3.1.2条规定要求，其余UHPC原材料的质量要求应符合《活性粉末混凝土》（GB/T31387）的相关规定。

10.2.2 UHPC的配合比设计应符合《活性粉末混凝土》（GB/T31387）的第6.2节的规定。

10.3.3 水泥应按品种、强度等级和生产厂家分别标识和储存。贮存的水泥用于生产时的温度不宜高于60℃。不得使用受潮、结块及污染的水泥。不应使用储存期超过3个月的水泥。

如果水泥批号发生变化，应检验其化学成分及力学指标是否发生明显变化，并应进行配合比试验，必要时调整配合比。

10.3.4 粒状骨料堆场应为能排水的硬质地面，并应有防尘和遮雨设施。石英粉应分别标识和贮存，并应防潮、防雨。不同品种、规格的骨料应分别贮存，避免混杂或污染。

10.3.5 外加剂应按品种和生产厂家分别标识和贮存。粉状外加剂应防止受潮结块，如有结块，应进行检验，合格者应经粉碎至全部通过600μm筛孔后方可使用。液态外加剂应贮存在密闭容器内，并应防晒和防冻。如有沉淀等异常现象，应检验合格后方可使用。

10.3.6 矿物掺合料应按品种、质量等级和产地分别标识和贮存，不应与水泥等其他粉状物混杂，并应防潮、防雨。

10.3.7 纤维应按品种、规格和生产厂家分别标识和贮存，并应防潮、防锈。

10.4 模板、支架施工

10.4.1 模板宜采用钢材制作；支架宜采用钢材或常备式定型钢材构件等材料制

作。钢材的性能和质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》（GB/T700）的规定。常备式定型钢构件应符合相应的技术规定。

10.4.2 模板、支架的设计应根据工程结构形式、荷载情况、地基土类别、施工设备和材料性能等条件进行。

10.4.3 模板施工应符合下列规定：

1 模板及其支护应具有足够的承载能力、刚度和稳定性，应能可靠地承受浇筑混凝土的自重，及其对底模、侧模、顶模的压力，该压力按液压计算。

2 成型的模板应构造紧密、不漏浆，不影响UHPC均匀性和强度发展，并能保证构件形状正确、规整。

3 模板的支撑立柱应设置在坚实的地（基）面上，并应具有足够的刚度、强度和稳定性，间距适度，应防止支撑沉陷，引起模板变形。上下层模板的支撑立柱应对准。底模及其支架拆除时的UHPC强度等级应符合设计要求。

4 已拆除的模板及其支架的结构，当施工荷载效应比使用荷载的效应更不利时，必须经过验算并加设临时支撑。

5 对于顶面有坡度，在自然状态下不能成型时，应采用反压模板使其成型。

6 有特殊要求部位的模板施工，应制定专项施工技术方案。

10.4.4 支架施工应符合下列规定：

1 支架在纵桥向和横桥向均应加强水平、斜向连接，增强整体稳定。

2 应通过预压的方式，消除支架的非弹性变形并获取弹性变形参数，并检验支架的安全性。预压荷载宜为支架需承受全部荷载的1.05~1.10倍，预压荷载的分布应模拟需承受的结构荷载及施工荷载。

3 支架在安装完成后，应对其平面位置、顶部高程、节点连接及纵、横向稳定性进行全面检查，符合要求后，方可进行下一工序。

10.4.5 模板、支架拆除应符合下列规定：

1 模板、支架的拆除期限和拆除程序等应严格按施工图设计要求进行。

2 非承重侧模板应在混凝土抗压强度达到2.5MPa，且能保证其表面及棱角不

致因拆模而受损坏时方可拆除。

3 芯模和预留孔道的内模，应在混凝土强度能保证其表面不发生塌陷或裂缝现象时，方可拆除。

4 结构的承重模板、支架，应在混凝土强度能承受其自重荷载及其他可能的叠加荷载时，方可拆除。

5 模板、支架的拆除应遵循后支先拆、先支后拆的原则进行。

6 在低温、干燥或大风环境下拆除模板时，应采取必要的措施，防止混凝土表面产生裂缝。

7 拆除模板、支架时不得猛烈敲打、强拉和抛扔。模板、支架拆除后，应维护整理，分类妥善存放。

10.6 其它注意事项

10.6.1 正式施工前，必须编制详细的施工组织计划，其内必须包含相应的应急预案。

10.6.2 施工完成后必须对桥梁进行成桥荷载试验后才能投入使用。

10.6.3 其他未尽事项应符合《公路桥涵施工技术规范》（JTG/TF50）相关规定。

11 检验评定

11.1 一般规定

11.1.1 UHPC 桥梁应进行质量检验评定，并应符合现行行业标准《公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》（JTG F80/1）和《混凝土结构工程施工质量验收规范》（GB 50204）的有关规定。

11.1.2 应根据全面质量管理要求，建立健全有效的质量保证体系，对于施工各工序的质量进行检查、监控，并应达到所规定的质量要求，确保施工质量。

11.1.3 所有原始记录均应如实保存。

11.2 桥梁总体

11.2.1 桥梁应满足下列基本要求：

- 1 桥梁施工应严格按照设计图纸、施工技术规范 and 有关操作规程要求进行；
- 2 桥梁净空不得小于设计要求；
- 3 施工完成后，必须进行成桥荷载试验。

11.2.2 桥梁实测允许偏差应符合表 11.2.1 规定。

表 11.2.1 桥梁实体检测允许偏差及检验方法

项目	允许偏差（mm）	检验频率		检验方法
		范围	点数	
桥梁中线偏位	±10	每跨或每座	3	全站仪或经纬仪检查
桥宽	±10		3	尺量检查
桥长	+200、-100		2	测距仪检查
桥头高程衔接	±3		2	水准仪检查

11.2.3 桥梁外观应满足下列要求：

- 1 桥梁的内外轮廓线条应顺滑清晰，无突变、明显折变或反复现象；
- 2 栏杆、防护栏、灯柱和缘石的线形顺滑流畅，无折弯现象；
- 3 踏步顺直，与边坡一致。

11.3 模板、支架

11.3.1 模板、支架应根据施工过程中的各种工况进行设计，应具有足够的承载力和刚度，并应保证其整体稳固性。

11.3.2 模板制作允许偏差及检验方法应符合表 11.3.1 规定。

表 11.3.1 模板制作允许偏差及检验方法

项目			允许偏差 (mm)	检验频率		检验方法
				范围	点数	
木模板	模板的长度和宽度		±5	每个	4	钢尺检查
	不刨光模板相邻两板表面高低差		3			钢尺和塞尺检查
	刨光模板和相邻两板表面高低差		1			
	平板模板表面最大的局部不平（刨光模板）		3			
	平板模板表面最大的局部不平（不刨光模板）		5			
	榫槽嵌接紧密度		2	每个	2	钢尺检查
钢模板	模板的长度和宽度		0, -1	构筑	4	
	肋高		±5	物或	2	
	面板端偏斜		0.5	每个	2	钢尺检查
	连接配件 （螺栓、卡 子等）的孔 眼位置	孔中心与板面的间距	±0.3	构件	4	
		板端孔中心与板端的间距	0, -0.5			
		沿板长度方向的孔	±0.6			
	板面局部不平		1	1	2m 直尺和塞尺检查	
板面和板侧挠度		±1.0	水准仪和拉线检查			

11.3.3 模板、支架安装允许偏差应符合表 11.3.2 规定。

表 11.3.2 模板、支架安装允许偏差及检验方法

项目			规定值或允许偏差 (mm)	检验频率		检验方法
				范围	点数	
相邻两板表面高低差			2	每个节段	4	用尺量
表面平整度			3		4	用 2m 直尺检验
垂直度			H/1000,且 ≤3		4	用垂线检验
模板尺寸		长度	-1, -3		3	用尺量
		宽度	+3, -2		2	
		高度	0, -2		4	
轴线偏移量			2		1	用经纬仪测量
匹配节段定位		纵轴线	2		1	用经纬仪测量
		高程	±2		4	用水准仪测量
预埋件	剪力键	位置	2	每个剪力键	10	用尺量
		平面高差	2		10	用水准仪测量
	支座板、锚垫板等预埋钢板	位置	3	每个预埋件	1	用尺量
		平面高差	2		1	用水准仪测量
	螺栓、锚筋等	位置	±10		1	用尺量
		外露尺寸	2		1	用尺量
吊孔		位置	2	每个预留孔洞	1	用尺量
预应力筋孔道位置		位置	节段端部 10		1	用尺量

注: H 为节段高度 (mm)。

11.3.4 固定在模板上的预埋件、预留孔内模不得遗漏, 且应安装牢固。

11.4 钢筋

11.4.1 钢筋进场时, 应按国家现行相关标准的规定抽取试件作屈服强度、抗拉强度、伸长率、弯曲性能和重量偏差检验, 检验结果必须符合相关标准的规定。

11.4.2 钢筋弯制和末端弯钩均宜符合《公路桥涵施工技术规范》(JTG/T F50)

第 4.2.4 条规定。

11.4.3 钢筋焊接接头质量宜符合《钢筋焊接及验收规程》（JGJ 18）的规定和设计要求。

11.4.4 钢筋的连接方式应符合设计要求。

11.4.5 钢筋表面不得有裂纹、结疤、折叠、锈蚀和油污，钢筋焊接接头表面不得有夹渣焊瘤。

11.4.6 钢筋加工允许偏差应符合《混凝土结构工程施工质量验收规范》（GB 50204）第 5.3.4 条规定。

11.4.7 受力钢筋的牌号、规格、数量必须符合设计要求。

11.4.8 钢筋安装位置的允许偏差和检验方法参照《混凝土结构工程施工质量验收规范》（GB 50204）第 5.5.3 条规定。

11.5 预应力

11.5.1 预应力筋进场检验时，应按国家现行相关标准的规定抽取试件作屈服强度、抗拉强度、伸长率、弯曲性能和重量偏差检验，检验结果必须符合相关标准的规定。

11.5.2 预应力筋用锚具、夹具进场时，应按国家现行标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》（JGJ 85）的相关规定进行检验，其检验结果应符合国家现行相关标准的规定。

11.5.3 预应力成孔管道进场时，应进行径向刚度和抗渗性能检验，其检验结果应

符合国家现行相关标准的规定。

11.5.4 预应力筋进场时，应对其外观进行检查，并符合下列规定：

- 1 有粘结预应力筋的表面不应有裂纹、小刺、机械损伤、烟花铁皮和油污等；
- 2 无粘结预应力钢绞线护套应光滑、无裂缝，无明显褶皱。

11.5.5 预应力筋用锚具、夹具和连接器进场时，应进行外观检查，其表面应无污物、锈蚀、机械损伤和裂纹。

11.5.6 孔管道进场时，应进行外观检查，预应力金属波纹管外观应清洁，内外表面应无锈蚀、油污、附着物、孔洞和不规则褶皱，咬口应无开裂、脱扣。

11.5.7 预应力筋的品种、规格、数量必须符合设计要求。

11.5.8 预应力筋张拉时，应对构件混凝土强度进行检验，立方体抗压强度应符合设计要求。

11.5.9 预留孔道灌浆后，应对灌浆质量进行检查，孔道内水泥浆应饱和、密实。锚具的封闭保护措施应符合设计要求。

11.6 UHPC 材料

11.6.1 水泥进场时，应对其品种、级别、包装或散装仓号、出厂日期等进行检查，并应对水泥的强度、安定性和凝结时间进行复验，其结果应符合现行国家标准《通用硅酸盐水泥》（GB175）等的规定。

11.6.2 UHPC 中的外加剂及掺合料进场时，应对品种、性能、出厂日期等进行检查，并对外加剂的相关性能指标进行复验，其结果应符合现行国家标准的规定。

11.6.3 UHPC 中钢纤维性能指标应符合本规程表 3.1-1 规定，检验方法应符合本规程附录 A 的相关规定。

11.6.4 UHPC 拌合物的取样应符合下列规定：

1 UHPC 施工中的取样应符合《混凝土结构工程施工质量验收规范》（GB 50204）的有关规定；

2 浇筑成型的 UHPC 施工现场拌合物取样应从桶一次搅拌或同一车运送的 UHPC 中取出，取样量不应小于试样需要量的 1.5 倍，且不宜小于 20L。

11.6.5 UHPC 试件制作时，应将拌合物一次性装入试模，并略高出试模上口。在振动台上振动 30s 或持续到 UHPC 拌合物出浆为止，刮去多余的拌合物并用抹刀抹平。棱柱体应采用卧式成型。

11.6.6 UHPC 拌合物的坍落度、扩展度、含气量和表观密度的试验应符合《普通混凝土拌合物性能试验方法》（GB/T 50080）的规定。

11.6.7 UHPC 的长期性能和耐久性能的试验应符合《普通混凝土长期性能和耐久性能试验方法标准》（GB/T 50082）的规定。

11.6.8 UHPC 的轴心抗拉强度试验宜采用直接拉伸法；当无试验条件时，可采用劈裂法试验，劈裂法试验得到的强度乘以系数 0.85 可换算成轴拉强度。

11.6.9 UHPC 的力学性能的试验应符合《普通混凝土力学性能试验方法标准》（GB/T 50081）的规定，并应符合下列规定：

1 抗压强度试验应采用 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 100\text{mm}$ 立方体试件，加载速率应为 $1.2\text{Mpa/s} \sim 1.4\text{Mpa/s}$ ；

2 抗折强度试验应采用 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 400\text{mm}$ 棱柱体试件，加载速率应为 $0.08\text{Mpa/s} \sim 0.1\text{Mpa/s}$ ；

3 弹性模量试验应采用 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 300\text{mm}$ 棱柱体试件，加载速率应

为 1.2Mpa/s~1.4Mpa;

4 抗压强度与抗折强度试验值均不应乘以尺寸换算系数。

11.6.10 UHPC 的抗压强度和抗折强度每 50m³ 检验一次。批量不到 50m³, 按 50m³ 计算。每班次应至少检验一次, 每次检验应至少留置两组试件。试件应随机取样制作。

11.6.11 UHPC 的弹性模量、电通量、抗渗性、抗冻性、抗硫酸盐侵蚀性等, 在确定施工配合比时, 应使用实际生产所用原材料, 在实验室内拌制混凝土, 制作试样, 按设计要求的性能项目检验一组。在原材料或配合比发生重大变化时应再次检验上述项目。

11.6.12 UHPC 试件应采取与预制梁段相同的养护方式, 在成型后 7d 时, 进行试验。UHPC 现浇湿接缝的混凝土应采用标准条件(环境温度 20℃±2℃, 相对湿度大于 95%) 养护的试件, 在成型后 28d 时进行试验。

11.6.13 UHPC 的力学性能检验结果符合本规程第 3.1.4 条规定、国家标准《活性粉末混凝土》(GB/T 31387) 第 4.2.1 条规定者为合格, 耐久性符合本规程第 3.1.17 条规程者为合格。

11.7 预制 UHPC 箱梁

11.7.1 预制 UHPC 箱梁进场时, 应检查其质量证明文件和表面标示。预制箱梁的质量、标示应符合国家现行相关标准、设计的要求。

11.7.2 预制 UHPC 箱梁的外观质量不应有严重缺陷及一般缺陷, 且不应有影响结构性能和安装、使用功能的尺寸偏差。预制 UHPC 箱梁节段质量应符合表 11.7.1 规定。

表 11.7.1 预制UHPC 箱梁节段允许偏差及检验方法

项目			规定值或允许偏差 (mm)	检验频率		检验方法
				范围	点数	
混凝土抗压强度			在合格标准内	每个节点		按现行国家标准《混凝土强度检验评定标准》(GBJ107) 要求进行
表面平整度			5		2	2m 直尺检查
长度			0, -2		3	尺量检查
断面尺寸		宽度	+5, 0		2	尺量检查
		高度	±5		2	
		厚度	+5, 0		8	
轴线偏移量		纵轴线	5		1	经纬仪检查
		横隔梁轴线	5		1	
预埋件	支座板、铺垫板等	位置	10	每个预埋件	1	尺量检查
		高程	±5		1	水准仪检查
		平面高差	5		1	水准仪检查
	螺栓、钢筋等	位置	10		1	尺量检查
		外露尺寸	±10		1	尺量
预留孔	吊孔	位置	5	每个	1	尺量
	预应力孔道位置	位置	节段端部 10	预留	1	尺量
		孔径	+3, 0	孔洞	1	内卡尺量

11.7.3 预制 UHPC 箱梁的连接和拼缝应符合设计要求。对于承受内力的接头和接缝，当其混凝土强度未达到设计要求时，不得吊装上一层结构构件。

11.7.4 预制 UHPC 箱梁拼装完毕后，允许偏差及检查方法应符合表 11.7.2 规定。

表11.7.2 预制UHPC 箱梁拼装允许偏差及检验方法

项目	规定值或允许 偏差 (mm)	检验频率		检验方法
		范围	点数	
轴线偏移量	5	每跨	3	经纬仪检查
相邻节段间顶面接缝高差	3	每条接缝	2	直尺检查
节段拼装立缝宽度	≤ 3	每条接缝	2	尺量检查
梁长	+10, -20	每跨	3	尺量检查
支座轴线偏位	5	每个支座	2	尺量检查

征求意见稿

附录 A UHPC R120 钢纤维性能检验方法

A.1 钢纤维形状与尺寸检验

A.1.1 钢纤维形状合格率的检验

每批次钢纤维中应用感量 0.1g 的天平称取 1000g 钢纤维，从中随机取 50 根钢纤维，肉眼逐根检查其形状。记录钢纤维形状呈弯曲和其他形状等的纤维根数 N_f 。

钢纤维形状合格率按式（A.1）计算，计算结果精确至 0.1%。

$$P_f = \frac{50 - N_f}{50} \times 100 \quad (\text{A.1})$$

式中： P_f ——形状合格率，%；

N_f ——形状不符合要求的纤维根数，单位为根。

A.1.2 钢纤维长度和直径合格率的检验

每批次钢纤维中应用感量 0.1g 的天平称取 1000g，从中随机取 50 根钢纤维，用游标卡尺（分辨率 0.01mm）逐根测量其长度，用千分尺（分辨率 0.001mm）测量其直径。记录长度不在指定范围（对于平直纤维和 I 类端钩纤维，长度范围为 12mm~14mm；对于 II 类端钩纤维，长度范围为 20mm~30mm）内的钢纤维根数，以及直径不在指定范围（对于平直纤维和 I 类端钩纤维，直径范围为 0.18mm~0.22mm；对于 II 类端钩纤维，直径范围为 0.30mm~0.40mm）内的钢纤维根数。

钢纤维长度和直径合格率应按式（A.2）和式（A.3）计算，计算结果精确至 0.1%。

$$P_l = \frac{50 - N_l}{50} \times 100 \quad (\text{A.2})$$

$$P_d = \frac{50 - N_d}{50} \times 100 \quad (\text{A.3})$$

P_l ——长度合格率，%；

N_l ——长度不在指定范围内的钢纤维根数，单位为根；

P_d ——直径合格率, %;

N_d ——直径不在指定范围内的钢纤维根数, 单位为根。

A.2 杂质含量检验

每批次钢纤维中应用感量 0.01g 的天平称取 500g 钢纤维两份, 分别对每份样品用肉眼观察钢纤维的表面是否污染。用人工挑拣出粘连的钢纤维束、锈蚀钢纤维以及其他杂质, 并用感量 0.01g 的天平称重。杂质含量应按式 (A.4) 计算, 计算结果精确至 0.1%。两次结果的平均值作为评定结果。

$$\omega = \frac{m}{50} \times 100 \quad (\text{A.4})$$

式中: ω ——杂质含量, %;

m ——杂质质量, 单位为克。

A.3 抗拉强度实验

A.3.1 钢纤维抗拉强度应采用切断前的钢丝进行实验。每批次钢纤维应随机取 600mm 长的钢丝 5 根。

A.3.2 采用分辨率为 0.001mm 千分尺, 应在试样的断面相互垂直方向测量试样的截面直径, 取平均值计算圆形钢纤维的截面积 (单位为 mm^2), 计算时应保留到小数点后 4 位。

A.3.3 极限拉伸荷载 $P_{\max}$ 应采用量程为 100N~200N 的电子拉力试验机, 加载速度应为 $(1 \pm 0.2) \text{ mm/min}$ 。

A.3.4 钢纤维的抗拉强度应按式 (A.5) 计算,

$$f_u = \frac{P_{\max}}{A} \times 100 \quad (\text{A.5})$$

式中: f_u ——钢纤维抗拉强度, 单位为兆帕 (MPa);

P_{max} ——钢纤维极限拉伸荷载，单位为牛顿（N）

A——钢纤维截面面积，单位为平方毫米（mm²）。

A.3.5 5 根试样抗拉强度测定值的算术平均值应作为评定结果，精确至 0.1MPa。如 5 个测定值中有一个超出平均值的±10%，应剔除该值，再以剩下 4 个测定值的平均值作为抗拉强度评定结果。如果这 4 个测定值中再有超过它们的平均值±10%的，则该组实验结果作废。单根试样的抗拉强度不应低于 2000MPa。

征求意见稿